This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

+ *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.
+ *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.
+ *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.
+ *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at `http://books.google.com/`

A propos de ce livre

Ceci est une copie numérique d'un ouvrage conservé depuis des générations dans les rayonnages d'une bibliothèque avant d'être numérisé avec précaution par Google dans le cadre d'un projet visant à permettre aux internautes de découvrir l'ensemble du patrimoine littéraire mondial en ligne.

Ce livre étant relativement ancien, il n'est plus protégé par la loi sur les droits d'auteur et appartient à présent au domaine public. L'expression "appartenir au domaine public" signifie que le livre en question n'a jamais été soumis aux droits d'auteur ou que ses droits légaux sont arrivés à expiration. Les conditions requises pour qu'un livre tombe dans le domaine public peuvent varier d'un pays à l'autre. Les livres libres de droit sont autant de liens avec le passé. Ils sont les témoins de la richesse de notre histoire, de notre patrimoine culturel et de la connaissance humaine et sont trop souvent difficilement accessibles au public.

Les notes de bas de page et autres annotations en marge du texte présentes dans le volume original sont reprises dans ce fichier, comme un souvenir du long chemin parcouru par l'ouvrage depuis la maison d'édition en passant par la bibliothèque pour finalement se retrouver entre vos mains.

Consignes d'utilisation

Google est fier de travailler en partenariat avec des bibliothèques à la numérisation des ouvrages appartenant au domaine public et de les rendre ainsi accessibles à tous. Ces livres sont en effet la propriété de tous et de toutes et nous sommes tout simplement les gardiens de ce patrimoine. Il s'agit toutefois d'un projet coûteux. Par conséquent et en vue de poursuivre la diffusion de ces ressources inépuisables, nous avons pris les dispositions nécessaires afin de prévenir les éventuels abus auxquels pourraient se livrer des sites marchands tiers, notamment en instaurant des contraintes techniques relatives aux requêtes automatisées.

Nous vous demandons également de:

+ *Ne pas utiliser les fichiers à des fins commerciales* Nous avons conçu le programme Google Recherche de Livres à l'usage des particuliers. Nous vous demandons donc d'utiliser uniquement ces fichiers à des fins personnelles. Ils ne sauraient en effet être employés dans un quelconque but commercial.

+ *Ne pas procéder à des requêtes automatisées* N'envoyez aucune requête automatisée quelle qu'elle soit au système Google. Si vous effectuez des recherches concernant les logiciels de traduction, la reconnaissance optique de caractères ou tout autre domaine nécessitant de disposer d'importantes quantités de texte, n'hésitez pas à nous contacter. Nous encourageons pour la réalisation de ce type de travaux l'utilisation des ouvrages et documents appartenant au domaine public et serions heureux de vous être utile.

+ *Ne pas supprimer l'attribution* Le filigrane Google contenu dans chaque fichier est indispensable pour informer les internautes de notre projet et leur permettre d'accéder à davantage de documents par l'intermédiaire du Programme Google Recherche de Livres. Ne le supprimez en aucun cas.

+ *Rester dans la légalité* Quelle que soit l'utilisation que vous comptez faire des fichiers, n'oubliez pas qu'il est de votre responsabilité de veiller à respecter la loi. Si un ouvrage appartient au domaine public américain, n'en déduisez pas pour autant qu'il en va de même dans les autres pays. La durée légale des droits d'auteur d'un livre varie d'un pays à l'autre. Nous ne sommes donc pas en mesure de répertorier les ouvrages dont l'utilisation est autorisée et ceux dont elle ne l'est pas. Ne croyez pas que le simple fait d'afficher un livre sur Google Recherche de Livres signifie que celui-ci peut être utilisé de quelque façon que ce soit dans le monde entier. La condamnation à laquelle vous vous exposeriez en cas de violation des droits d'auteur peut être sévère.

À propos du service Google Recherche de Livres

En favorisant la recherche et l'accès à un nombre croissant de livres disponibles dans de nombreuses langues, dont le français, Google souhaite contribuer à promouvoir la diversité culturelle grâce à Google Recherche de Livres. En effet, le Programme Google Recherche de Livres permet aux internautes de découvrir le patrimoine littéraire mondial, tout en aidant les auteurs et les éditeurs à élargir leur public. Vous pouvez effectuer des recherches en ligne dans le texte intégral de cet ouvrage à l'adresse `http://books.google.com`

GODFREY LOWELL CABOT SCIENCE LIBRARY
of the Harvard College Library

This book is
FRAGILE
and circulates only with permission.
Please handle with care
and consult a staff member
before photocopying.

Thanks for your help in preserving
Harvard's library collections.

Eng9

HA

BOU

P

FOR FRE
AN

2

TRAITÉ DESCRIPTIF

ET RAISONNÉ

DES

CONSTRUCTIONS HYDRAULIQUES.

Les formalités voulues par la loi pour assurer la propriété de cet ouvrage ont été remplies.
Droits de traduction et de reproduction réservés.

Bruxelles.— Typ. Bruylant-Christophe et Cie, rue Blaes, 31.

TRAITÉ DESCRIPTIF

ET RAISONNÉ

DES

CONSTRUCTIONS

HYDRAULIQUES

A LA MER ET DANS LES EAUX COURANTES

AVEC APPLICATIONS AUX TRAVAUX MILITAIRES,

PAR

E. ROFFIAEN,

CAPITAINE DU GÉNIE, ANCIEN ÉLÈVE DE L'ÉCOLE MILITAIRE DE BELGIQUE,
CHEVALIER DE L'ORDRE DE LÉOPOLD.

TROISIÈME PARTIE.

CONSTRUCTIONS EN EAUX COURANTES.

BRUXELLES.

BRUYLANT-CHRISTOPHE & COMPAGNIE, IMPRIMEURS-ÉDITEURS,
RUE BLAES, 31.

A. LACROIX, VERBOECKHOVEN ET Cie,
BOULEVARD DE WATERLOO, 38.

PARIS.
CH. TANERA, ÉDITEUR,
RUE DE SAVOIE, 6.

LA HAYE.
HÉRITIERS DOORMAN,
LIBRAIRES.

1863

Eng 928.61
HARVARD COLLEGE
FEB 5 1921
LIBRARY
Teegarden fund

CONSTRUCTIONS

EN

EAUX COURANTES.

CHAPITRE PREMIER.

BATARDEAUX PROVISOIRES.

DÉFINITIONS.

Les batardeaux sont des massifs destinés, en général, à arrêter les eaux. On les divise en deux genres, suivant les conditions qu'ils ont à remplir : 1° les batardeaux *provisoires,* ou de *fondation,* qui ont pour objet d'intercepter toute communication entre les eaux extérieures et l'emplacement de l'ouvrage dont on veut construire à sec les fondations; 2° les batardeaux *permanents,* destinés à limiter un bassin ou à le diviser.

Ces derniers sont fréquemment employés dans la fortification. Les autres sont d'une application générale à tous les ouvrages hydrauliques que l'on veut construire à l'aide d'épuisements ; ils s'emploient aussi dans d'autres circonstances : par exemple, pour barrer un fossé, un canal, une rivière; mais alors ils prennent plutôt le nom de *barrages,* et leur construction devient toute spéciale lorsqu'ils doivent être établis dans une eau courante, ainsi que nous l'exposerons plus loin.

On peut encore classer dans la seconde catégorie les digues en terre, destinées à limiter les bassins d'une manière permanente, ou à encaisser le lit d'un cours d'eau, soit pour le rétrécir, soit pour éviter

les débordements. En général, ces digues ne diffèrent des batardeaux de fondation que par leurs dimensions et par les difficultés de leur établissement. Cependant, les digues de mer ou de polders exigent des dispositions toutes particulières.

Dans la construction des ouvrages hydrauliques, il arrive fréquemment que les eaux des sources ou des réservoirs souterrains tendent à pénétrer dans l'enceinte des fondations par le fond de la fouille aussi bien que par les côtés.

Il en résulte que l'on doit alors avoir recours à deux genres de massifs, désignés sous les noms de *batardeaux d'enceinte* et de *batardeaux de fond,* et que nous allons successivement examiner.

BATARDEAUX D'ENCEINTE.

Quand la profondeur d'eau ne dépasse pas $2^{m}00$, le massif se compose d'une levée de terre, ayant en crête $0^{m}80$ à $1^{m}00$ d'épaisseur, dont les talus sont à 45° pour des terres de consistance moyenne; si celles-ci sont légères, on étend les talus, ou bien on a recours à un revêtement en gazons.

Parfois aussi, afin d'obtenir un corroi imperméable, on compose de terre argileuse le noyau du massif, en donnant à ce corroi un tiers au moins de la charge d'eau pour épaisseur, et en formant le restant avec des terres de qualité inférieure.

Si le fond n'est pas solide et imperméable, il est nécessaire d'enraciner le batardeau dans des tranchées faites à la drague ; cependant, il est préférable d'employer, dans ce cas, le genre de batardeau dit *à simple paroi.*

Ce dernier est soutenu à l'intérieur par une file de pilots, espacés de $1^{m}00$ à $1^{m}50$, auxquels on fixe des madriers jointifs ; c'est contre cette cloison, destinée à maintenir et à défendre le massif en terre, que l'on tasse celle-ci pour terminer le batardeau. Quelquefois on remplace les madriers par des fascines.

Quand la hauteur d'eau atteint plusieurs mètres, on réunit la tête des pilots par des moises ou par un chapeau, et l'on fixe par quelques clous, contre cette charpente, des panneaux en planches appelés

vannages. Ceux-ci se composent d'un certain nombre de planches, assemblées à plat-joint et maintenues par d'autres planches verticales formant traverses, espacées de 1^m00 à 1^m20, et de manière à tomber dans les intervalles des pilots.

Dans les mauvais terrains les vannages sont remplacés par des palplanches.

L'on emploie aussi, en cette circonstance, et pour de grandes hauteurs d'eau, des massifs désignés sous le nom de *batardeaux à coffre*.

Pour les construire, on bat deux files parallèles de pilots (fig. 1) espacés d'environ 1^m00, et couronnés par un chapeau; on ajoute encore souvent à la rigidité au moyen de liernes *E*, placées à la hauteur des basses eaux, et entaillées à la rencontre des pilots contre lesquels on les fixe par des boulons ou des clous barbelés. En dedans et contre ces pilots, on place un vannage en planches, de 0,05, à 0,06 d'épaisseur, enfoncées de 0,15 à 0,20 dans le sol et maintenues par des traverses de même épaisseur qu'elles. Avant de verser et de pilonner la terre du coffrage, on relie les chapeaux par des entretoises *CD*, chevillées sur ces derniers et entaillées à leur rencontre.

Lorsqu'on veut encore plus de solidité, au lieu d'un simple vannage de 0,05 appuyé en dedans des pilots, on bat entre ceux-ci une file de palplanches de 0,10 d'épaisseur, qu'on fixe entre deux cours de liernes moisées (fig. 2).

Quelquefois on arc-boute tout le système en reliant les entretoises *CD* à des pilots solidement battus à l'extérieur (fig. 3).

Quand la hauteur d'eau ne dépasse pas 3^m00, on donne pour épaisseur en crête à ce genre de batardeaux la hauteur de la charge qu'ils doivent supporter. Au delà de cette limite, on détermine l'épaisseur par la formule empirique suivante :

$$e = 3^m + 0{,}32\,(H - 3)$$

dans laquelle H exprime la charge d'eau.

Dans des terrains offrant peu de prise aux filtrations et sous de faibles charges, on a essayé l'emploi de batardeaux *amovibles*. Ils sont formés, comme les précédents, de deux parois en charpente, entre lesquelles est maintenu un corroi en terre. Mais ils en diffèrent principalement en ce que les montants de la charpente, au lieu d'être battus

dans le sol, sont assemblés dans une semelle horizontale, maintenue sur le fond par des crochets qu'on enfonce sous l'eau.

On a aussi employé des batardeaux en pilots jointifs, battus les uns contre les autres entre des cours de moises, et dont l'ensemble forme un véritable caisson sans fond dans lequel il suffit de faire l'épuisement. Les parois sont arc-boutées à l'intérieur par des traverses ou des contre-fiches que l'on ôte au fur et à mesure que s'élèvent les maçonneries, sauf à les remplacer alors par des étrésillons plus courts s'appuyant contre ces dernières.

BATARDEAUX DE FOND.

L'emploi du béton coulé est devenu général aujourd'hui pour la confection des batardeaux de fond. Cependant, comme la terre glaise a été utilisée avantageusement dans plusieurs constructions importantes, nous en parlerons d'abord brièvement, sauf à renvoyer, pour les détails, au remarquable travail publié par l'ingénieur *Regemortes*, au sujet du pont en pierre construit sur l'Allier, à Moulins.

Les batardeaux de fond de cette espèce se composent d'une couche de $0^{m}30$ à $0^{m}40$ de glaise coulée, qu'on pilonne fortement pour obtenir un massif compacte et homogène, et sur laquelle on échoue un plancher de $0^{m}025$ d'épaisseur, calfaté avec soin et lesté ultérieurement de pierres.

Le versement de la glaise ne se fait qu'après avoir nivelé le mieux possible à la drague le fond de la fouille.

Malgré les précautions prises pendant l'opération, il est très-difficile d'éviter complétement des vides intérieurs ou des solutions de continuité dans le massif. D'un autre côté, on n'a que rarement à sa disposition une terre de qualité convenable pour ce genre de travail. Il en résulte qu'on préfère généralement faire usage du béton, qui est plus facile à obtenir, et qui offre plus de garanties de sécurité lorsqu'on a soin de prendre toutes les précautions que nous avons indiquées dans le chapitre VIII de la deuxième partie.

Ainsi que nous l'avons mentionné dans cette même partie, presque toujours, quand il s'agit de construire une écluse, on forme aussi en

béton des batardeaux d'*enceinte intérieure,* sauf à construire en terre ceux des extrémités, qui limitent vers les têtes d'amont et d'aval la partie du bassin sur laquelle on établit l'ouvrage hydraulique.

Après avoir dragué jusqu'à la profondeur voulue, de façon à obtenir un fond bien horizontal, on limite le batardeau de fond par un encaissement formé de palplanches jointives (fig. 4) appuyées contre des pilots ; on coule ensuite la couche de béton qui le constitue. Avant que celle-ci ait fait prise complétement, on y enfonce, à une distance des parois du caisson déterminée par la charge d'eau à soutenir, des montants *bb,* verticaux ou inclinés, qu'on réunit d'ordinaire aux pilots d'enceinte par des traverses ou des moises, et contre lesquels on appuie des madriers ou des vannages. Il reste à couler dans les intervalles le béton destiné à former les bourrelets ou batardeaux d'enceinte intérieure. Lorsque le béton a bien pris, on procède aux épuisements et on enlève les parois *bb.*

Les batardeaux d'enceinte intérieure présentant de grandes facilités, surtout pour le placement des échafaudages, et formant un massif homogène parfaitement relié au batardeau de fond, on les conserve après y avoir pratiqué des retraites dans lesquelles viennent s'encastrer les assises de la maçonnerie.

L'épaisseur que l'on donne en crête aux bourrelets varie de $0^{m}50$ à $0^{m}80$ lorsque la cloison intérieure est inclinée, et la largeur de leur base, au niveau du radier, est d'environ les deux tiers de la charge d'eau.

L'une des premières applications de ce genre de batardeaux d'enceinte est due à M. l'ingénieur *Beaudemoulin,* qui l'a employé à l'écluse d'Huningue, sur le Rhin. Dans cette construction, on a donné aux bourrelets $0^{m}60$ d'épaisseur au sommet et $3^{m}00$ à la base, sous une hauteur d'eau de $4^{m}50$.

A l'écluse militaire de Saint-Paul, à Besançon, les bourrelets s'élevaient à $1^{m}80$ au-dessus du radier. Leur épaisseur a été fixée à $1^{m}00$ au sommet ; les panneaux destinés à les contenir n'avaient qu'un faible talus intérieur, mais ils fléchirent un peu par la poussée du béton, après le coulage, de façon à prendre environ $1^{m}50$ d'épaisseur à la base. L'expérience a appris depuis que l'épaisseur moyenne de cette section aurait pu être diminuée.

Dans cette dernière construction, la paroi intérieure était formée de panneaux en planches, de 0^m027 d'épaisseur, cloués sur des montants en bois de chevrons, armés au pied d'un petit sabot en fer. Ces panneaux, d'une confection facile, se posaient très-rapidement, mais ils n'offraient pas la solidité nécessaire pour résister à la poussée du béton et ils étaient sujets à être soulevés par une crue d'eau. Il eût été préférable, comme cela s'est fait au sas d'Huningue, de former l'encaissement d'un vannage, soutenu à l'extérieur par des pilots espacés de 1^m00 et couronnés par un chapeau, et, du côté intérieur, par des fermes de 0^m20 d'équarrissage, espacées de 2^m00, et composées de deux contre-fiches inclinées, reliées par un entrait et assemblées dans le chapeau des pilots.

L'épaisseur de la couche de fond dépend, comme pour les radiers d'écluse, de la force de sous-pression que cette couche subit quand elle est mise à sec. Elle doit être calculée d'après l'hypothèse admise pour les radiers, en la considérant comme une solive engagée par ses deux extrémités sous les batardeaux d'enceinte, et sollicitée uniformément, sur toute sa longueur, par la différence entre son propre poids, qui agit de haut en bas, et celui de la colonne d'eau qui tend à le soulever. De cette différence de poids et de la formule :

$$\frac{PC}{4} = K_1 af^2$$

on déterminera l'épaisseur cherchée, en prenant pour K_1 la valeur qui convient au béton mis en œuvre, d'après le tableau donné dans la deuxième partie, page 201, et pour P la différence en question.

Il est évident qu'il faut s'assurer, au préalable, que le poids de la colonne d'eau qui agit sous la base du batardeau d'enceinte intérieure est inférieur à celui de la masse correspondante de ce batardeau.

Si le batardeau de fond est seul en béton, on déterminera son épaisseur, pour le cas d'équilibre strict, par la relation :

$$pH = p'e$$

$$e = \frac{p}{p'} H$$

dans laquelle H représente la hauteur d'eau, p et p' les poids respec-

tifs du mètre cube d'eau et de béton employé; ou bien, comme $p = 1000^k$ environ :

$$e = 1000 \frac{H}{p}.$$

Ainsi que nous l'avons vu dans la deuxième partie, l'emploi d'un batardeau de fond, ou d'un radier général en béton, diminue notablement les frais d'épuisement, et devient parfois une nécessité quand on ne parvient pas à se rendre maître des eaux. Mais, comme cette construction est toujours très-coûteuse, on ne l'emploie guère, sauf quand il s'agit d'écluses, que dans les circonstances où il est impossible de s'en passer. Son but essentiel étant de contenir ou d'étouffer les sources, il nous paraît indispensable de relever ici une erreur très-répandue, qui tend à égarer l'opinion sur l'efficacité du système de fondation par bétonnage.

La croûte du globe se compose généralement d'une série de couches parallèles et superposées, dont les unes sont étanches, les autres perméables, ces qualités étant plus ou moins absolues. Les eaux des *réservoirs* souterrains ou extérieurs pénètrent dans les interstices des couches perméables, par suite du principe d'égalité de pression en tous sens; ainsi comprimées, elles se dirigent vers d'autres *récipients naturels*, à travers les minces canaux d'écoulement qui présentent le minimum de résistance à leur cours, en suivant d'ordinaire la pente générale du bassin fluvial.

Quand on fait une fouille pour l'établissement de fondations, on tranche les diverses couches du terrain par les plans qui limitent l'excavation, et, si ces derniers rencontrent des couches perméables, il se présente le plus souvent, à ces intersections, des filtrations ou sources plus ou moins abondantes, dont celles du fond sont les plus dangereuses.

L'énergie avec laquelle surgissent les sources, ainsi mises à nu, dépend évidemment de la hauteur H de leur réservoir au-dessus de l'orifice tranché, et pourrait être représentée par l'expression $\sqrt{2gH}$ diminuée des résistances dues aux étranglements, aux coudes et à la viscosité, ainsi que nous l'avons établi au chapitre X de la deuxième partie.

La résistance engendrée par la viscosité étant proportionnelle à la

longueur des canaux souterrains suivis par les sources, lorsqu'on tranche brusquement ceux-ci en un point intermédiaire entre le *réservoir* et le *récipient naturel*, la vitesse primitive tend immédiatement à augmenter, à partir de l'endroit recoupé, et la transmission de ce surcroît de vitesse n'arrivant que successivement jusqu'au réservoir, les sources, en s'échappant avec plus de rapidité, produisent derrière elles, et dans une certaine sphère d'activité, l'effet d'un piston dans un corps de pompe. Dès lors elles attirent les filtrations voisines; celles-ci abandonnent leurs canaux, plus longs et par conséquent plus résistants, pour se diriger par le plus court chemin possible vers les rameaux tranchés. Ceux-ci, par suite de l'accélération produite dans la vitesse, opèrent une sorte de succion sur les eaux des conduits situés dans une certaine sphère environnante, et leur réunion amène des filtrations abondantes dans la fouille, qui fait alors fonction de récipient.

Jusqu'où s'élèvera alors, dans cette fouille, le niveau des eaux affluentes? Celles-ci finiront-elles par s'y mettre en équilibre avec les eaux de leurs réservoirs, en vertu du principe de la nivellation des fluides dans les vases communiquants?

La question a été jusqu'ici résolue affirmativement par la plupart des ingénieurs. Cette hypothèse admise, on en a tiré comme conclusion, qu'une couche de béton coulée sous l'eau se trouve dans les mêmes circonstances qu'un corps plongé dans un liquide au repos; qu'elle est donc également pressée par les eaux extérieures des réservoirs et par celles de la fouille, et que, par suite, elle pourra acquérir sans secousse, sous cette pression constante et uniforme en tous ses points, le degré de solidité nécessaire pour résister à la charge des eaux extérieures quand celles de l'excavation seront épuisées.

L'hypothèse précédente est toute gratuite, car elle renferme implicitement deux conditions qui ne se réalisent jamais : 1° une fouille parfaitement étanche, sauf du côté des canaux affluents; 2° un niveau constant dans le réservoir.

D'abord, il n'existe pas de réservoirs naturels à niveau constant d'une manière absolue; celui-ci varie suivant l'état de l'atmosphère et d'après un grand nombre d'autres circonstances locales. En second lieu, comme les rameaux liquides qui traversent l'excavation prolon-

geaient, avant la fouille, leur marche souterraine au delà de cette dernière, ils tendront à reprendre leur ancien cours, à se diriger vers leurs récipients naturels, à travers les interstices qui existaient primitivement dans les parois de la tranchée.

Il résulte des considérations précédentes, qu'une fouille n'est pas un récipient définitif pour les filtrations, mais un nouveau réservoir de distribution qui attire à lui toutes les sources situées dans son rayon d'activité; qu'en outre, le niveau des eaux affluentes s'y élèvera à une certaine hauteur H″, différente de la hauteur H′ qui serait donnée par une relation de la forme

$$U^2 = 2gH'$$

la valeur de la vitesse restante U étant connue au moyen de l'équation ordinaire d'hydraulique déjà citée (1) :

$$U^2 \left(\frac{3}{2} + 0{,}0123\, n \sin.^2 \alpha \right) = 2gH - \frac{2g\chi}{\Omega} L \left(a\, U + b\, U^2 \right)$$

où H est la charge entière correspondant au niveau du réservoir.

Ainsi d'une part, l'énergie des sources, qui est représentée par leur vitesse U au débouché, et par conséquent la pression qu'elles peuvent exercer sur un bétonnage de fondation *avant les épuisements*, dépend de la charge H des réservoirs au-dessus de l'orifice tranché; tandis que, d'autre part, la hauteur H″ des eaux dans la fouille est donnée par une fonction de deux variables : la hauteur H d'abord, et en second lieu, la facilité plus ou moins grande que présentent les parois des canaux à l'écoulement des eaux de filtration.

Cette hauteur H″ est donc plus faible que H, et elle est limitée par la condition que la dépense par les canaux d'écoulement, sur toute la surface des parois de la fouille, soit égale au produit des sources qui s'y réunissent. Il arrive donc un moment où les eaux accumulées ont pris leur équilibre dynamique et semblent immobiles, tandis que les rameaux liquides qui débouchent au fond y jaillissent avec une énergie dont on ne soupçonnerait pas l'existence si l'on en jugeait simplement par la faiblesse de leurs bouillonnements, mais qui se produirait sous

(1) Deuxième partie (*Constructions maritimes*), page 177.

forme de jets d'eau plus ou moins élevés, si les orifices d'arrivée étaient découverts et disposés en ajutage.

De nombreux résultats d'expérience viennent à l'appui de la théorie précédente. Nous citerons entre autres le fait suivant, qui se présente fréquemment dans les bétonnages des fondations hydrauliques, et qui établit clairement l'exactitude des principes que nous venons d'exposer.

Lorsqu'un radier est pénétré par une source qu'il est impossible d'étouffer avec sécurité, on est forcé d'encaisser celle-ci provisoirement afin d'empêcher l'eau d'envahir la fouille. Dans ces circonstances, et quand la source de fond ne peut guère s'écouler par les interstices du terrain ou de l'encaissement, il arrive souvent que ses eaux, ainsi contenues, s'élèvent à une hauteur supérieure à celle des eaux extérieures réunies dans la fouille, et qu'on peut même les faire dégorger par dessus les bourrelets.

Il résulte aussi de ce qui précède que si, dans un terrain perméable et homogène, on creuse en dehors de la fouille un puisard plus profond qu'elle, cette tranchée servira non-seulement de récipient pour les sources qui se dirigeaient vers les fondations à construire, mais qu'elle exercera encore son action attractive sur les canaux souterrains de sa sphère d'activité. L'étendue de cette action s'accroît avec le temps, ainsi qu'on peut s'en assurer par expérience; en effet, un puits creusé dans le voisinage d'autres puits, mais à une plus grande profondeur, ne les assèche qu'après un temps plus ou moins considérable, selon les distances, les profondeurs respectives et la constitution géologique du sol.

D'après ces considérations, l'on a été conduit à creuser, avant le versement du béton, une série de puisards d'enceinte, en contre-bas du sol des fondations et en dehors de l'emplacement des bourrelets ou batardeaux intérieurs en béton.

Cette manière d'éventer les filtrations a été pratiquée avec succès à l'écluse d'Huningue par Beaudemoulin, qui l'a généralisée, et qui l'a consignée dans un mémoire présenté en 1826 au conseil général des ponts et chaussées de France.

Sans partager la confiance de l'auteur dans l'infaillibilité absolue de ces puisards de décharge, nous croyons que, dans bien des circon-

stances, ils pourront aboutir à des résultats avantageux lorsqu'ils seront appliqués d'une manière judicieuse.

Ainsi, par exemple, si, dans un terrain homogène dont les couches ont une certaine inclinaison, des puisards sont creusés en contre-bas de la fouille et à l'amont de celle-ci par rapport à la déclivité du réservoir au récipient naturel, il est hors de doute que les canaux tranchés ainsi que les rameaux liquides du voisinage viendront se réunir dans les puits en question. La succion exercée sur les filtrations voisines pourra du reste, ainsi que le propose l'auteur, être activée au début et acquérir même une grande énergie si, dans chaque puisard, l'on fait jouer une pompe pendant quelques heures.

Le procédé présente parfois de sérieuses difficultés lorsque le sol n'est pas homogène, c'est-à-dire quand les couches sont tantôt perméables, tantôt étanches. On peut cependant, par certaines dispositions particulières, étendre l'efficacité de ces puits de décharge à des terrains placés dans les circonstances les plus désavantageuses, sans tomber dans la nécessité de donner aux excavations des profondeurs excessives. Tel serait l'emploi d'un pilot creux *mn* (fig. 4) battu isolément, ou au milieu d'un puisard ordinaire, jusqu'à la rencontre de la dernière couche perméable tranchée par les déblais; ce pilot étant ensuite arraché, les filtrations inférieures tendraient plus ou moins à se rendre au puisard, si ce dernier est placé convenablement pour que la source en soit plus rapprochée que de la fouille. L'action de ce conduit vertical pourrait encore être augmentée par l'emploi provisoire d'une pompe ordinaire.

L'aspect général des ondulations du terrain à la surface, l'examen des couches tranchées par les déblais et non cachées par les eaux, des sondages judicieusement disposés sont les moyens les plus certains pour faire apprécier l'inclinaison des couches noyées ainsi que la direction générale suivie par les filtrations pour se rendre dans leur récipient naturel.

La position des sources étant reconnue, on creusera les puisards le plus près possible et en amont de chacune d'elles; ils seront approfondis jusqu'à ce qu'on reconnaisse que l'action de la source correspondante sur le plan de fondation aura cessé.

Quand l'ouvrage hydraulique doit être établi dans le fond d'une

vallée, entre deux versants, ou bien entre un versant et une rivière, de manière que les filtrations puissent arriver dans toutes les directions, le plan de fondation doit être garanti par une enceinte de puisards.

Si l'inclinaison du terrain est bien apparente et constatée, et si le récipient naturel est assez inférieur au plafond de la fouille pour que l'on n'ait rien à craindre des variations qu'il éprouve, il suffira de placer une ligne de puisards à la déclivité générale du sol.

CHAPITRE DEUXIÈME.

DIGUES.

CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES.

Lorsque les digues ne sont pas exposées à l'action d'un courant, elles se construisent simplement au moyen de remblais, comme les batardeaux de fondation que nous avons décrits.

Quelle que soit l'espèce de terre employée, il sera toujours prudent d'enraciner le massif au terrain naturel, en pratiquant dans celui-ci des tranchées ayant environ 0^m35 de profondeur et de largeur.

Les remblais sont établis par couches de 0^m25 à 0^m30 de hauteur, et fortement damés. Le talus intérieur vers l'eau est revêtu, en tout ou en partie, au fur et à mesure que le massif s'élève, soit en gazons, soit en perrés ou en fascinages.

Si les terres à employer sont peu consistantes, il est indispensable d'assurer le pied des talus par un enrochement, par des fascinages, ou par une paroi dont la composition et la hauteur varient avec la nature des terres, l'élévation de la digue et la puissance des eaux.

La terre de consistance moyenne, telle que celle des prairies, est la meilleure pour la confection des digues. Il faut rejeter celle qui est molle ou fangeuse ainsi que le sable fin, qui prennent un trop grand talus et qui, par leur nature même, favorisent les filtrations. Pour obvier à ce dernier inconvénient, on forme du côté de l'eau un corroi en glaise, immédiatement derrière le revêtement, en ayant soin de l'enraciner de 0^m60 à 0^m80 en contre-bas du terrain naturel. La glaise doit être nette, bien corroyée et peu détrempée.

Le revêtement que l'on construit du côté du bassin a pour objet de soutenir les terres, auxquelles on donne généralement une inclinaison plus roide que celle de leur talus naturel ; il sert en même temps à garantir la paroi des effets du frottement occasionné par le clapotement des eaux.

Pour déterminer l'épaisseur et le profil d'une digue, on prend pour point de départ l'une des deux hypothèses suivantes :

1° La digue peut être considérée comme un solide inébranlable dans ses fondations, mais soumis à des pressions variables aux différents points de sa hauteur, et, comme tel, exposé à se diviser en tranches horizontales.

Cette hypothèse convient spécialement aux digues construites entièrement en terre.

2° Le massif peut être envisagé comme un solide continu, que la pression des eaux tend à renverser d'une pièce, en le faisant tourner autour de l'arête extérieure de sa base.

Cette seconde hypothèse, qui est admise dans le calcul de l'épaisseur à donner aux murs de revêtement, est appliquée de la même façon aux batardeaux en maçonnerie ; c'est en effet en s'appuyant sur cette considération que Poncelet a posé, pour ces derniers, la formule :

$$E = 0{,}845\,(H - h)\sqrt{\frac{1000}{p'}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (a).$$

déduite de la suivante relative aux murs de revêtement :

$$E = 0{,}845\,(H + h)\,\text{tang.}\,\frac{\alpha}{2}\sqrt{\frac{p}{p'}}$$

Dans la formule (a), le terme ($H-h$) représente la hauteur d'eau.

On peut encore supposer que le massif ne soit ni renversé ni rompu partiellement, mais exposé à glisser d'une seule pièce sur sa base. Ce cas ne saurait se présenter que dans de rares circonstances, entre autres dans des terrains de glaise détrempée ; mais, dans de telles conditions, l'on a soin d'enraciner le massif et même de l'encaisser, en arrêtant le pied des talus par un coffrage en charpente.

Déterminons, dans la première hypothèse, l'équation d'équilibre entre la poussée des eaux et la résistance de la digue résultant de son poids et de la cohésion des terres.

CALCUL ET DISCUSSION DU PROFIL.

Soit CBA (fig. 5), le profil cherché. Pour simplifier la question, nous supposons que le parement d'aval CA soit vertical et que les eaux s'élèvent au niveau de la crête C de la digue.

Représentons par NM*mn* une tranche horizontale quelconque, infiniment mince, et telle que la rupture se fasse suivant son épaisseur, la partie supérieure CMN se détachant du massif *nm*BA, en allant de M vers N, et de façon qu'à l'instant de la disjonction, il se produise autour du point N un petit mouvement de rotation.

La recherche du profil des digues par le calcul a donné lieu aux théories de *Bossut* et *Viallet*, de *Woltmann*, de *Prony*, etc. D'après ces auteurs, les forces qui agissent de part et d'autre sont :

1° La composante horizontale de la poussée des eaux ;

2° La composante verticale de cette dernière ;

3° Le poids du solide AMN ;

4° La cohésion, qui tend à engrener l'une dans l'autre les surfaces MN et *mn*, et qui est constante pour tous les points de contact.

Cette décomposition de la poussée, qui serait inexacte s'il s'agissait de celle des terres, peut être admise pour des liquides comme l'eau, dont la viscosité est presque nulle. Cherchons donc, dans cette hypothèse, les moments des forces par rapport au point N.

A cet effet, prenons C pour origine, CD et CA étant respectivement les axes des x et des y de la courbe CM*m*B qui limite le talus d'amont.

$$CP = NM = x \quad \text{et } Pp = dx$$

$$CN = PM = y \quad \text{et } Nn = dy$$

p = le poids spécifique de l'eau ;

p' = celui du massif de la digue ;

$p\,\frac{y^3}{6}$ = le moment de la poussée horizontale de l'eau ;

$p\int xydx$ = celui de la poussée verticale ;

$p'\int\frac{x^2dy}{2}$ = celui de la partie CMN du massif.

Supposons, en outre, que la cohésion, sur une longueur connue L, soit égale à un poids Q; sur l'unité de longueur elle sera égale à $\frac{Q}{L}$; soit $\frac{Q}{L} = C$. Comme les diverses forces considérées sont ramenées à un profil, nous pouvons représenter Q par une certaine tranche d'eau; et, afin d'obtenir pour le moment de la cohésion un terme homogène à ceux qui représentent les moments des trois autres forces, nous convertirons Q en une tranche carrée d'eau, ayant pour côté une longueur connue K; par suite :

$$Q = pK^2$$
$$C = \frac{pK^2}{L}$$

Sur une longueur x la cohésion sera $\frac{pK^2}{L}x$, et son moment par rapport à N pourra être représenté par $\frac{pK^2}{L}x \times \frac{x}{2}$, ou bien, $\frac{pK^2}{L} \cdot \frac{x^2}{2}$; en admettant toutefois, avec MM. Bossut et Viallet, que les cohésions partielles des éléments dx successifs soient solidaires entre elles, et se prêtent, comme dans une poutre encastrée, un appui réciproque. En réalité, cette hypothèse nous paraît tout à fait gratuite; mais, comme il n'est pas indispensable d'y avoir recours pour discuter le problème qui nous occupe, posons, d'après les considérations précédentes, l'équation d'équilibre :

$$\frac{py^5}{6} = p\int xydx + p'\int \frac{x^2dy}{2} + \frac{pK^2}{L} \cdot \frac{x^2}{2}$$

Pour l'intégrer, les auteurs précités emploient plusieurs artifices de calcul qui donnent, pour équation générale de la courbe, une relation très-compliquée. Cependant, quoique cette courbe soit d'un genre assez élevé, elle n'offre pas de grandes difficultés de construction, attendu que les indéterminées x et y se séparent d'elles-mêmes, et que, pour avoir x en y, il suffit de résoudre une équation du second degré qui manque même de deuxième terme.

Cette équation se simplifie, si l'on néglige l'action de la force de cohésion, qui ne fait d'ailleurs qu'augmenter la résistance de la digue.

Dès lors, en posant $\frac{p}{p'} = n$, la relation d'équilibre devient :

$$x^2 \times y^{\frac{1}{n}} = \frac{ny^{\frac{1+2n}{n}}}{1+2n}$$

d'où l'on tire :

$$x = y\sqrt{\frac{n}{1+2n}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (b).$$

Cette relation (*b*) est l'équation d'une droite BC (fig. 5), inclinée sur la base AB et passant par l'origine C; le terme $\sqrt{\frac{n}{1+2n}}$ exprime la tangente de l'angle ACB.

Comme $n = \frac{p}{p'} = \frac{7}{10}$ environ dans les terres de consistance moyenne, la valeur du radical est à peu près $\frac{13}{24}$, et dans ce cas l'épaisseur cherchée AB est donnée par la relation :

$$\overline{AB} = \frac{13}{24}\,\overline{AC}$$

$$E = \frac{13}{34}\,H = 0{,}54\,H$$

Ainsi, d'après MM. Bossut et Viallet, pour correspondre à l'équilibre strict, le profil d'une digue en terre doit être un triangle rectangle dont la base ait les $\frac{13}{24}$ ou environ la moitié de la hauteur.

Suivant Woltmann, ce profil doit être un triangle isoscèle dont la base serait égale aux $\frac{2}{3}$ de la hauteur d'eau, le niveau de celle-ci affleurant la crête de la digue; d'où :

$$E = 0{,}66\,H$$

Dans les mêmes circonstances, De Prony propose un triangle rectangle dans lequel on aurait le rapport suivant :

$$\frac{E}{H} = \frac{p}{Cp'}$$

et, par suite :

$$E = \frac{p}{Cp'} H$$

Si, dans cette relation, on néglige C, et si l'on fait $\frac{p}{p'} = \frac{7}{10}$, il résulte :

$$E = \frac{7}{10} H = 0,70 H$$

Les formules précédentes déterminent les dimensions qui conviennent à l'équilibre strict entre la puissance et la résistance ; elles supposent aussi des inclinaisons que l'on ne saurait réaliser en pratique, à moins de revêtir les talus.

La théorie et la pratique peuvent néanmoins s'accorder convenablement par suite de la nécessité de donner une certaine épaisseur à la crête de la digue, tant pour lui permettre de se soutenir que pour arrêter les filtrations. D'un autre côté, comme le talus extérieur ou d'aval ne saurait être maintenu verticalement, l'inclinaison qu'il est indispensable de lui donner ajoute encore à la stabilité de la construction.

L'on admet en pratique que l'épaisseur en crête doit être au minimum de deux pieds ou 0^m65. Un talus intérieur de moitié de la hauteur, qui ne suffirait pas pour les terres abandonnées à elles-mêmes, conviendra parfaitement lorsqu'il sera blocaillé et couvert d'un perré (fig. 7). Si l'on n'exécute pas le même revêtement au talus d'aval, il faut lui donner une inclinaison qui varie suivant le degré de fluidité des terres. La digue doit, en outre, avoir en contre-haut des eaux une surélévation minima de 0^m50.

Quand les digues sont destinées à contenir des eaux courantes, il faut tenir compte des chocs produits par le courant, qui s'ajoutent à la pression pour renverser le massif en le divisant par tranches horizontales.

D'après *Eytelwein*, l'action R du courant peut être représentée par le poids d'une colonne d'eau, ayant pour base la surface S exposée au choc, et une hauteur relative à la vitesse v du liquide :

$$R = p\,S\,v = 1000^k\,S\sqrt{2gh}$$

A la suite d'expériences faites sur les bords de l'Elbe, *Woltmann*

a reconnu que le résultat trouvé par Eytelwein doit être augmenté d'un quart ; la formule devient alors :

$$R = \frac{5}{4} \times 1000^k \; S \sqrt{2gh}$$

D'après ce que nous avons exposé au chapitre V de la première partie, lorsqu'un liquide frappe obliquement une surface plane, la composante du choc normale à ce plan s'exprime par une fonction composée de la surface de ce dernier, du carré de la vitesse moyenne du fluide et du carré du sinus de l'angle d'incidence ; elle augmente aussi avec la densité $\frac{\Delta}{g}$ pour des fluides différents. Ainsi :

$$R = n . \frac{\Delta}{g} . S . U^2 \sin^2 i$$

et pour l'eau :

$$R = n . S . U^2 \sin^2 i \times 1000^k$$

expression dans laquelle n désigne un coefficient qui est toujours inférieur à l'unité, mais dont la valeur en est d'autant plus rapprochée que le plan choqué a des dimensions plus considérables par rapport à l'aire de la section transversale de la masse fluide. On peut donc, dans le cas actuel, faire $n = 1$ et poser :

$$R = S . U^2 \sin^2 i \times 1000^k$$

Il résulte en effet de l'expérience acquise par l'établissement de plusieurs digues en Zélande, que l'effort transmis par le choc des vagues est proportionnel aux carrés des sinus des angles d'incidence sur le plan des talus.

Suivant l'hypothèse que l'on adoptera en établissant l'équation d'équilibre, on pourra prendre approximativement, pour U, la vitesse moyenne donnée par la formule :

$$U = \frac{2V + W}{3}$$

ou l'ordonnée de la parabole correspondant à la hauteur de la tranche considérée.

L'action du courant est nulle lorsque les digues sont parallèles au

fil de l'eau. Dans le cas le plus défavorable, c'est-à-dire quand le choc est perpendiculaire, on remarque qu'en faisant entrer cette action dans le calcul, il n'en résulte pas une augmentation sensible dans l'épaisseur théorique E. trouvée plus haut, pour les digues destinées à supporter les pressions d'eaux tranquilles. Suivant MM. Bossut et Viallet, le talus d'amont fait que le choc est employé en partie à affermir le massif sur sa base, et il peut même arriver alors que l'on trouve une épaisseur moindre que dans le cas d'une simple pression hydrostatique.

Sur les côtes et dans les cours d'eau d'une certaine importance, les digues peuvent encore être exposées à l'action destructive soit des vagues, soit des glaçons, qui tend à corroder le talus intérieur et la crête.

La force du choc produit par les ondes varie suivant une foule de circonstances locales et atmosphériques. Sa puissance croît avec la raideur du talus d'amont, puisqu'elle est proportionnelle au carré du sinus d'incidence; c'est donc moins par leurs dimensions que par la forme de leur profil que les digues doivent résister à la violence des flots.

Les considérations que nous avons exposées dans la deuxième partie, relativement au profil des môles en maçonnerie, peuvent s'appliquer entièrement à la question actuelle.

Ainsi, que l'on donne au talus intérieur une forme courbe ou rectiligne, il faut dans tous les cas, afin d'obtenir une résistance égale sur toute la hauteur, que l'inclinaison soit plus faible vers le sommet que vers la base.

A égalité de remblai, la ligne courbe convenablement tracée donne plus de solidité, et l'expérience a prouvé que la confection d'une digue dont le talus d'amont est ainsi profilé ne présente aucune difficulté sérieuse d'exécution. Aussi, ce mode de construction est-il généralement admis pour les digues de mer.

Woltmann donne une double formule pour déterminer cette courbe de façon à rendre le talus également résistant sur toute sa hauteur.

Les points de la courbe sont obtenus par une suite d'ordonnées verticales dont les longueurs forment une progression, ce qui permet

de donner une inclinaison différente aux parties supérieure et inférieure du talus qui forment les termes extrêmes.

Ces formules sont :

$$N = \frac{2\ S}{a + b}$$

$$d = \frac{a - b}{N - 1}$$

dans lesquelles on représente par :

b le premier terme de la progression ;

a le dernier terme ;

d la différence entre deux termes consécutifs ;

N le nombre de termes ;

S la somme des termes ou la hauteur de la digue.

Les applications suivantes feront comprendre aisément comment l'auteur emploie ses formules.

Supposons que $S = 7^m00$ et qu'il s'agisse de déterminer une courbe telle que le talus d'amont présente 10 de base pour 1 de hauteur vers la crête, et 4 pour 1 à sa partie inférieure (fig. 6).

$$b = \frac{1}{10} = \frac{nn'}{mn} = 0{,}10$$

$$a = \frac{1}{4} = 0{,}25$$

$$S = 7^m00$$

$$N = \frac{2\ S}{a + b} = \frac{14}{0{,}35} = 40$$

$$d = \frac{a - b}{N - 1} = \frac{0{,}15}{39} = 0{,}00384$$

La hauteur mO doit donc être divisée en 40 ordonnées croissant entre elles de 0,00384.

Si l'on suppose que $mn = np = pq =$ etc. $= z$, et que la distance z entre les ordonnées soit de 1 mètre, c'est-à-dire que la base disponible pour asseoir le talus soit de 40 mètres, l'on aura :

$$p'p'' - nn' = q'q'' - p'p'' = \text{etc.} = 0{,}00384$$

la 1re ordonnée $nn' = y' = \frac{1}{2}\ dz^2 + \left(b - \frac{1}{2} d\right) z = 0^m10000$

2e ordonnée $pp'p'' = y'' = \frac{1}{2} d \left(z^2 + z\right) + \left(b - \frac{1}{2} d\right) 2z = 0^m20384$

3e » $qq'q'' = y''' = \frac{1}{2} d \left(z + z + z\right)^2 + \left(b - \frac{1}{2} d\right) 3z = 0^m31152$

Ainsi de suite par analogie.

Si les conditions du problème consistent à donner au talus une inclinaison *moyenne* de 6 de base pour 1 de hauteur, tout en conservant à la crête la pente de 10 pour 1, les quantités S et z restent les mêmes ; l'on aura alors :

$$b = \frac{1}{10} = 0,10$$

$$N = 42$$

$$S = 7^m,00$$

les quantités a et d étant les inconnues. D'où :

$$a = \frac{2\,S}{N} - b = 0,23333$$

$$d = \frac{a - b}{N - 1} = 0,00325$$

La 1re ordonnée = 0,10000 ;
La 2e ordonnée = 0,20325 ;
La 3e ordonnée = 0,30975.

Lorsque les digues sont peu exposées à l'action des vagues, et que leur hauteur ne dépasse guère 6 mètres, on leur donne en amont une inclinaison de 4 à 5 de base pour 1 de hauteur.

Celles qui sont baignées par la haute mer, et qui ont généralement plus de 6 mètres d'élévation, doivent être profilées à l'intérieur suivant une courbe dont la base ait de 8 à 10 fois la hauteur, et l'on a soin de donner à la partie supérieure une inclinaison très-douce comme étant la plus exposée pendant les fortes marées. La courbure vers la base ne peut pas avoir moins de 5 à 6 sur 1, lors même qu'on aurait consolidé cette partie par un perré en fortes pierres de taille.

D'après l'ingénieur hollandais *Caland*, la formule générale suivante peut servir à déterminer la largeur totale E, à la base, d'une digue de mer de hauteur H :

$$E = 0,15625\ H^3 + 2,25\ H$$

dans laquelle l'auteur a supposé que la base du talus d'amont, par mètre de hauteur, fût représentée par $\frac{10}{64}$ H², et celle du talus d'aval par $1\frac{3}{4}$. L'épaisseur donnée en crête est de $\frac{1}{2}$ H. On obtient en effet :

$$E = \frac{10}{64} H^2 + 1,75\,H + 0,50\,H = 0,15625\,H^2 + 2,25\,H$$

En établissant cette formule, M. Caland a pris pour terme de comparaison la digue de West-Capelle, située sur la côte de l'île de Walcheren, élevée d'environ 8 mètres au-dessus de l'estran et directement exposée aux vents du nord-ouest, qui, sur ces rivages, accompagnent le plus souvent les tempêtes et les marées extraordinaires. Cette digue ayant été reconstruite sans succès à diverses reprises sous des inclinaisons différentes, et se maintenant sous le profil actuel depuis plusieurs années, elle a paru réunir toutes les conditions désirables de stabilité.

La formule de M. Caland donne un minimum pour des valeurs de H inférieures à 5 mètres; appliquée aux hautes digues baignées par la pleine mer et exposées directement aux vents des tempêtes, elle détermine des talus fortement prolongés dont la construction est impossible dans certaines localités, et qui doivent être considérés comme un maximum dont il peut être utile de se rapprocher autant que possible.

Cependant, sur les côtes de Belgique et à l'embouchure de l'Escaut, la largeur de la section des digues à grande base peut être notablement diminuée lorsqu'on fait usage d'un des revêtements en fascinages ou en pierres sèches dont la construction a été décrite au chapitre VI de la deuxième partie.

Le mode de revêtement en pierres sèches appliqué sur nos côtes, comme défense, aux talus d'amont des digues de mer, est aujourd'hui sanctionné définitivement par l'expérience. Il a été adopté après la violente marée de 1808, si désastreuse pour les digues de Blankenberghe, d'Ostende, de Mariakerke et de Nieuport. Aucune dégradation importante ne s'est produite dans ces dernières, depuis l'adoption de ce genre de revêtement.

Les perrés présentent sur les fascinages le grand avantage d'être

d'un entretien facile et peu onéreux. Celui qui est en usage sur nos côtes coûte annuellement par mètre carré :

A la digue de Blankenberghe, francs 0,40
A celle d'Albertus (Mariakerke), francs 0,10
A celle d'Ostende, francs 0,05

Le travail consiste à regarnir les joints au moyen de coins en bois ou de recoupes; rarement il est nécessaire de renouveler des dalles entières.

En Hollande, l'on emploie de préférence les fascinages, ces matériaux y étant très-abondants, de bonne qualité et d'un prix minime. Mais l'entretien en est fort dispendieux à cause de la main-d'œuvre. Les dégradations y sont en outre très-fréquentes, et leur renouvellement doit se faire à des intervalles rapprochés.

Du reste les terrains spongieux, tourbeux, et généralement compressibles que l'on rencontre fréquemment dans cette contrée ne sont guère propres à recevoir le poids d'un revêtement en perrés. Dans ces terrains, qu'on trouve parfois en Belgique, il est toujours dangereux d'augmenter notablement le poids du massif. Ainsi, M. l'ingénieur *Kummer* cite, à ce sujet, l'affaissement et la rupture d'une digue bordant le polder du grand Doel, occasionnés par un simple rechargement de terres, effectué dans le but d'augmenter les dimensions de son profil.

Les difficultés que l'on rencontre dans la construction des digues proviennent le plus souvent de la compressibilité des terrains sur lesquels ces ouvrages doivent être établis; tels sont les sols spongieux ou imprégnés d'eau, les atterrissements récents formés d'alluvions et peu affermis. Par suite d'une consistance insuffisante, ces terrains cèdent sous l'action de la charge supérieure, s'affaissent et refluent des deux côtés du remblai; il se produit en certains endroits des éboulements et des filtrations inférieures qui finissent par amener la rupture de la digue.

Dans ces circonstances, le moyen le plus efficace pour résister à la pression et la répartir uniformément consiste à établir sous les remblais un lit de fascinages.

La largeur de ces lits varie avec la section de la digue et avec la résistance qu'elle doit offrir, mais elle ne s'étend généralement que

jusqu'à 1m50 environ du pied du talus intérieur, afin de conserver, du côté exposé au clapotage des eaux, une épaisseur convenable pour empêcher celles-ci d'arriver aux fascinages et de s'y infiltrer. L'épaisseur, qui est subordonnée aussi à cette dernière condition, varie de 0m50 à 2m00; elle ne dépasse guère cette dernière dimension, celle-ci étant bien suffisante pour réaliser une diminution importante dans le poids du massif à supporter. L'épaisseur de 0m50 peut être diminuée vers le pied du talus; il est même avantageux de donner une forme convexe à la surface du lit, cette disposition offrant un surcroît de résistance à la pression verticale ainsi qu'à la poussée horizontale des eaux; la courbure s'obtient en rapprochant davantage les fascines du milieu.

Quand l'épaisseur à donner au lit ne dépasse pas 0m90 à 1m00, il est formé comme suit :

Un grillage inférieur de saucissons recroisés. . . .	0m30
Trois couches de fascines placées à recouvrement . .	0m40
Un grillage supérieur de saucissons recroisés. . . .	0m30
Tunage de 4 brins, remblayé en terre.	0m15
	1m15
A déduire pour tassement du sol. . .	0m25
Reste.	0m90

Afin de donner au remblai une grande résistance transversale, l'espacement des saucissons placés dans la largeur est moindre que celui des saucissons longitudinaux; pour ce motif aussi, les premiers sont surmontés de tunages, tandis que ce moyen de liaison n'est appliqué chez les autres qu'aux saucissons extrêmes: enfin, des trois couches de fascines qui correspondent au premier lit, deux sont placées dans une direction transversale.

Dans des lits d'épaisseur plus forte, la deuxième tranche se construit comme la précédente; seulement, sa largeur est un peu moindre, et on supprime le grillage inférieur ainsi que le remplissage en fascines des cases supérieures de ce dernier.

CHAPITRE TROISIÈME.

BATARDEAUX PERMANENTS.

CALCUL ET DISCUSSION DU PROFIL.

S'appuyant sur une décomposition des forces analogue à celle qu'ils avaient admise pour les digues en terre et que nous avons exposée au chapitre précédent, MM. Bossut et Viallet ont cherché aussi l'équation d'équilibre qui convient aux batardeaux permanents en maçonnerie, ceux-ci étant considérés comme tournant tout d'une pièce autour de l'arête extérieure de leur base.

La courbure des talus d'amont et d'aval est indéterminée, et la pression de l'eau sur un élément quelconque Mm (fig. 8) est censée perpendiculaire à cet élément. Représentons cette pression par la longueur MR, et décomposons-la en deux autres forces RQ et RY, l'une horizontale et l'autre verticale.

Posant ensuite :

$$\begin{array}{llll} HP = x \text{ et } Pp \text{ ou } MV & = dx & & \\ PM = y \text{ et } \quad mV & = dy & & \\ Mm = ds \quad HT = a & BT = & f & FB = e \end{array}$$

Coordonnées de la courbe FD $= x', y'$;
Moment de l'aire BHCDF par rapport à F $= Z = f(e, x', y')$;
Pesanteur spécifique de l'eau $= p$;
Pesanteur spécifique de la maçonnerie $= p'$;
Coefficient de stabilité du massif $= K$;

nous trouverons successivement :

$$\text{Composante RQ} = pyds \times \frac{RQ}{RM} = pyds \times \frac{dy}{ds} = pydy$$

$$\text{Composante RY} = pyds \times \frac{MQ}{RM} = pyds \times \frac{dx}{ds} = pydx$$

$$\text{Moment de RY} = pydx \times XF = pydx\,(e - f + x)$$

$$\text{Moment total des composantes verticales de l'eau} = p \int_0^a (e - f + x)\,dx$$

L'équation d'équilibre sera donc :

$$\frac{pa^3}{6} = p'Z + p\int_0^a (e - f + x)\,ydx$$

et dans la condition de stabilité permanente :

$$K.\frac{pa^3}{6} = p'Z + p\int_0^a (e - f + x)\,ydx \;.\;.\;.\;.\;.\;.\; (m)$$

L'intégration de chacun des termes du second membre sera possible quand on y aura remplacé y et y' en fonction de x ou de x', au moyen des équations des courbes des deux talus.

L'équation générale (m) est susceptible d'une infinité de solutions, suivant la nature de ces courbes. « Cependant, » ajoutent MM. Bossut et Viallet, « on peut en tirer cette réflexion générale : puisque le « moment de la poussée *horizontale* de l'eau est toujours le même, « quelle que puisse être la courbure du parement *d'amont*, et que le « moment de la poussée *verticale* augmente à mesure que la courbe « CB s'incline sur la base AB, il est clair que, toutes choses égales « d'ailleurs, il est avantageux de donner le plus de talus possible au « parement d'amont. De cette remarque naît l'idée d'un problème « curieux, qui consisterait à trouver pour BC une courbe telle que, « l'aire BCDFB étant un *minimum*, la somme des moments de cette « aire et de la poussée *verticale* fût un *maximum*. »

Avant d'aller plus loin, nous croyons opportun d'établir ici un rapprochement curieux entre la remarque précédente de MM. Bossut et Viallet, et les principes et conclusions de la théorie développée par

M. Ardant dans le *Mémorial du Génie,* théorie que nous avons fait connaître au chapitre VII de la deuxième partie du présent ouvrage.

Il est vraiment singulier, qu'à quatre-vingts ans de distance, M. Ardant ait basé toute une théorie de la résistance des murs de revêtement, nouvelle en apparence, sur un principe exposé dans une publication qui date de 1762. Comme cette particularité n'a été jusqu'ici mentionnée nulle part, à notre connaissance, nous devons supposer une rencontre d'idées toute fortuite, mais dont la priorité appartient, en tout cas, à MM. Bossut et Viallet.

Par une coïncidence remarquable, il n'est pas jusqu'aux comparaisons établies par M. Ardant, à la suite de sa théorie, qui n'aient été aussi exposées par les auteurs en question. Ainsi, abandonnant le cas général, dont la solution, assez facile du reste, est analogue à celle des isopérimètres, MM. Bossut et Viallet considèrent celui où les talus sont rectilignes.

Après avoir posé (fig. 9) :

$$DE = CA = b \qquad FE = g \qquad AB = r \qquad TB = f \qquad HT = a$$

$x = \frac{fy}{a}$ à cause des triangles semblables HPM et BTH $dx\ \frac{f}{a}\,dy =$ ils trouvent successivement :

$$\int (e - f + x)\, pydx = \int \frac{f}{a}\left(e - f + \frac{fy}{a}\right) pydy$$

$$\int (e - f + x)\, pydx = \frac{pfey^2}{2a} - \frac{pf^2y^2}{2a} + \frac{pf^3y^3}{3a^2}$$

Intégrant depuis $y = o$ jusqu'à $y = a$:

$$\int_o^a (e - f + x)\, pydx = \frac{pfea}{2} - \frac{pf^2a}{6}$$

$$Z = b(e - r - g)\left(g + \frac{e - r - g}{2}\right) + \frac{br}{2}\left(e - \frac{2r}{3}\right) + \frac{bg}{2} \cdot \frac{2g}{3}$$

$$Z = \frac{be^2}{2} - \frac{bre}{2} + \frac{br^2}{6} - \frac{bg^2}{6}$$

et l'équation générale (m) devient :

$$K\frac{pa^3}{6}=\frac{pfea}{2}-\frac{pf^2a}{6}+\frac{p'be^2}{2}-\frac{p'bre}{2}+\frac{p'br^2}{6}-\frac{p'bg^2}{6}\ \ldots\ldots\ldots\ (n)$$

Cette relation (n) donnera la base e d'une digue quelconque dont les parements sont rectilignes et inclinés.

Si l'on suppose que le parement d'aval soit vertical, la formule devient :

$$K\frac{pa^3}{6}=\frac{pfea}{2}-\frac{pf^2a}{6}+\frac{p'be^2}{2}-\frac{p'bre}{2}+\frac{p'br^2}{6}$$

et pour le cas de deux parements verticaux :

$$K\frac{pa^3}{6}=\frac{p'be^2}{2}$$

$$e^2=\frac{Kpa^3}{3p'b}\ \ldots\ldots\ldots\ (p)$$

Afin de mieux faire ressortir l'avantage des talus, MM. Bossut et Viallet comparent entre eux deux profils de même stabilité, l'un ayant ses talus inclinés à 1/6, l'autre ayant des parements verticaux; ils déterminent le premier par la relation (n) et le second par l'équation (p). Prenant le cas particulier où :

$$p=7 \qquad p'=12 \qquad k=2 \qquad a=b=18 \text{ pieds}$$

ils trouvent pour l'aire S du profil à talus :

$$S=162 \text{ pieds carrés}$$

et pour l'autre :

$$S'=201 \text{ pieds carrés}$$

D'où l'on voit que les surfaces des deux profils sont entre elles comme les nombres 4 et 5 ; les talus procurent donc ici une économie de matériaux de 1/5.

Ainsi que nous l'avons vu dans la deuxième partie, M. Ardant a suivi une marche analogue pour prouver les avantages de sa théorie, ou plutôt de celle de MM. Bossut et Viallet qui l'avaient exposée avant lui.

L'épaisseur des batardeaux pleins en maçonnerie se calcule généralement au moyen de la formule suivante :

$$E = 0{,}845 \left(H - h'\right) \sqrt{\frac{1000}{p'}} \quad \text{.....} \quad (M)$$

que l'on obtient en faisant : $\alpha = 90°$, $p = 1{,}000^k$ et $h' = - h'$ dans la formule empirique de M. Poncelet :

$$E = 0{,}845 \left(H + h'\right) \text{tang.} \frac{\alpha}{2} \sqrt{\frac{p}{p'}} \quad \text{.....} \quad (N)$$

qui sert à déterminer l'épaisseur des revêtements pleins à parements verticaux. Cette relation (N) est basée sur la condition adoptée par Vauban d'un moment de résistance plus fort des 4/5 que celui de la poussée.

Dans la formule (M) le facteur (H—h') représente la charge d'eau, c'est-à-dire la hauteur de l'eau en amont, ou la différence entre le niveau d'amont et celui d'aval, si le massif est baigné sur ses deux faces.

Quaud un batardeau se trouve dans une rivière ou dans un courant quelconque susceptible de former des atterrissements notables, il faut tenir compte de la différence de poussée qui se produit sous l'action des terres mouillées ; le poids de celles-ci étant en moyenne de $1{,}800^k$ au mètre cube, il faut donner à p une valeur comprise entre 1,000 et 1,800 suivant l'importance des atterrissements.

Suivant M. Poncelet, la formule (N) peut s'appliquer aux revêtements, et par suite aux batardeaux, lorsque le parement extérieur est incliné, pourvu que le fruit ne dépasse pas 1/6 ; elle donne alors l'épaisseur à 1/9 de hauteur au-dessus de la base. Cette règle est tirée de la transformation du profil de Vauban.

Si l'on veut résoudre la question d'une manière rationnelle et générale, on se servira des formules (z) et (z') de M. Ardant, exposées au chapitre VII de la deuxième partie, après y avoir fait :

$$\varphi = \varphi' = 0 \qquad \text{et} \qquad \alpha = \theta = 90°$$

Pour déterminer la profondeur H' à laquelle il faut descendre les

fondations d'un batardeau pour qu'il résiste avec sécurité au glissement, on se sert de la formule :

$$H' = 1{,}40 \text{ tang. } \frac{\alpha + \varepsilon}{2} \sqrt{\frac{2A}{p}}$$

donnée au chapitre précité pour les fondations des murs de revêtement, et qui devient, dans le cas de batardeaux à parements verticaux :

$$H' = 1{,}40 \sqrt{\frac{2A}{p}}$$

dans lesquelles : A exprime l'excès de la poussée P sur le frottement, le tout calculé au niveau du sol ; α l'angle de la verticale avec le talus naturel des terres ; p le poids du mètre cube de ces dernières.

Nous avons exposé, au même chapitre, la marche à suivre pour calculer la poussée P et le frottement du mur sur sa base

Dans les terrains peu consistants, les fondations sont maintenues par un coffrage en pilots et palplanches.

Lorsqu'on établit un batardeau sur une couche de béton coulé, il faut, comme pour les radiers d'écluses, que cette couche soit assez épaisse pour résister à la sous-pression de l'eau, et que, de plus, cette sous-pression ne puisse soulever la couche de béton et les parois du batardeau. Ce soulèvement n'est pas à redouter pour les radiers d'écluses, à cause du poids considérable des bajoyers.

La formule (M) est indépendante de la longueur L du batardeau ; on lui reproche aussi de ne pas tenir compte de la cohésion des maçonneries.

Ce second reproche est fondé ; cependant il serait plus exact de considérer la formule comme devant convenir seulement au cas particulier d'une maçonnerie de cohésion moyenne, et de ne l'appliquer que dans ce cas ; ou bien, de diminuer plus ou moins la valeur de E quand la cohésion est très-forte.

Quant à l'objection tirée de l'absence de L dans la formule, elle pourrait tout au plus avoir quelque valeur pour des longueurs très-petites, lorsqu'il serait possible d'admettre une certaine répartition des pressions entre les éléments partiels du massif considérés comme jouant plus ou moins le rôle de voussoirs.

On a comparé les batardeaux, et autres murs de barrages ou de réservoirs, à des poutres encastrées par leurs extrémités et soutenant la poussée d'une tranche d'eau; mais cette comparaison ne peut être admise. En effet :

1° Par suite de l'élasticité du bois, les tractions et les compressions exercées en un point réagissent sur toute la longueur de la poutre, tandis que, l'élasticité de la maçonnerie étant presque nulle, les actions de la poussée ne se propagent pas latéralement au delà de leurs points d'application ;

2° Dans un mur, l'adhérence des parties est faible et le poids est très-grand; dans une poutre, au contraire, la tenacité fibreuse est très-grande, la résistance des fibres longitudinales est considérable et le poids si petit que, pour le cas dont il s'agit, on le négligerait dans le calcul de la résistance;

3° Les extrémités des batardeaux ou des murs de réservoirs ne sont pas plus encastrées qu'une section quelconque de leur développement, la cohésion ne variant qu'avec la surface du profil soumis à l'arrachement.

Malgré les avantages que présenterait un large talus en amont, on ne donne guère aux parements des batardeaux qu'une inclinaison de 1/10 à 1/8 sur la verticale, afin de diminuer autant que possible le volume des fondations, qui sont toujours profondes et généralement très-coûteuses à cause de la sujétion et des épuisements.

On se sert souvent de la formule empirique suivante pour déterminer l'épaisseur H' à donner aux fondations dans des terres ordinaires :

$$H' = 1{,}60 \left(\frac{H - h}{4}\right) = 0{,}40 \left(H - h\right)$$

Ce qui consiste à donner 1^m60 de profondeur par 4^m00 de charge d'eau. On donne moins dans un terrain compacte, et davantage dans un sol mou ou sablonneux malgré le coffrage en pilots et palplanches, la résistance de ce dernier à la translation du massif ne pouvant équivaloir à la butée et au frottement dans les terres franches.

Lorsqu'un batardeau est enraciné dans un mur de revêtement ou dans un massif quelconque considérable en maçonnerie construit sur

pilotis, il faut, sur une certaine longueur de ce massif, augmenter le nombre ordinaire de pilots, afin d'éviter qu'il se produise des lézardes à sa jonction avec le batardeau, par suite d'un tassement différent dans les deux ouvrages.

Le danger des filtrations croissant avec la profondeur, les fondations doivent être nécessairement construites avec du mortier éminemment hydraulique. On peut, à la rigueur, employer, pour les parements, du mortier d'une prise moins rapide que celle du précédent et réserver le moins hydraulique pour le remplissage intérieur.

Après avoir élevé le corps du batardeau jusqu'à 0^m25 ou 0^m30 au-dessus du niveau des hautes eaux, on le couronne d'une cape en dos d'âne, dont les pans forment un angle droit.

Généralement, on construit en pierres de taille les arêtes du dos d'âne et des épaules. Il est même avantageux de revêtir les deux parois longitudinales à la ligne de flottaison, sur une hauteur suffisante pour y comprendre les limites des eaux d'été et d'hiver, la brique étant rarement assez solide pour résister à l'action dissolvante de l'humidité et des variations de dilatation.

BATARDEAUX MILITAIRES.

Dans les ouvrages de fortification, les batardeaux sont chargés d'une dame conique ou cylindrique en maçonnerie, s'élevant assez haut au-dessus de l'arête de la cape pour qu'on ne puisse l'escalader, et assez grosse pour qu'on ne parvienne pas à l'embrasser et à la franchir, ce qui suppose un diamètre d'au moins 1^m40. Quand le batardeau possède une épaisseur suffisante aux épaules pour que ce dernier but soit atteint, on prolonge les lignes d'intersection des parements avec la section droite, et on en forme les génératrices de la surface conique qu'on termine, à 2^m50 ou 3^m00 au-dessus de l'arête du dos d'âne, par une calotte sphérique quelquefois en briques, mais le plus souvent en pierre de taille.

Les batardeaux militaires, exposés à être ruinés par les projectiles ennemis, doivent avoir au moins 4^m00 d'épaisseur aux épaules.

Parfois les batardeaux sont utilisés, soit pour établir la communi-

cation entre des ouvrages de fortification, soit pour permettre le halage. On enracine alors dans le massif un certain nombre de piles en maçonnerie (fig. 10), dont les tablettes s'élèvent jusqu'au niveau des crues extraordinaires, et sur lesquelles on établit la charpente d'un pont de faible largeur.

On donne à ces ouvrages hydrauliques la désignation de *batardeaux à vannes ou éclusés,* lorsqu'ils sont percés de passages destinés à faire communiquer entre eux, à volonté, les deux biefs formés par le massif.

Quand ces pertuis sont entaillés dans la partie supérieure du batardeau et fermés au moyen de poutrelles, ils rentrent dans la catégorie des déversoirs à barrages, dont nous parlerons plus loin. Lorsqu'ils forment conduit voûté à travers le massif, ils peuvent être comparés aux aqueducs fermés par des vannes. Dans les deux cas, ils nécessitent la création des ouvrages supplémentaires de consolidation correspondant aux constructions hydrauliques auxquelles on les assimile. C'est ce que nous exposerons d'une manière détaillée dans les applications suivantes.

APPLICATIONS MILITAIRES.

Batardeau à vannes de Brest.

Cet ouvrage (fig. 11), dont la longueur est de 43 mètres, forme système avec l'écluse de chasse et avec l'écluse d'inondation que nous avons décrite dans la deuxième partie, pages 139 et 235.

Les fondations, établies sur pilotis, se composent d'un coffre en maçonnerie de briques, dont la base est descendue à la cote (2,00) et qui est maintenu par deux files de palplanches (fig. 12), dont la tête se trouve à la cote (3,60). La largeur du coffre est de 4m40.

A la cote (3,60) le batardeau a une épaisseur de 4m95 qu'il conserve jusqu'à la cote (3,80); à cette hauteur, il n'a plus que 4m80; les parements de l'ouvrage s'élèvent alors jusqu'à la cote (10,00) en s'inclinant de 1/10 sur la verticale. Le massif est couvert d'une cape dont les faces se rencontrent à angle droit au sommet.

Sur une longueur de 5m80, la cape est interrompue afin de permettre l'établissement des crics destinés à la manœuvre des vannes. Dans la partie du corps de l'ouvrage qui correspond à cette coupure, on a ménagé deux pertuis, couverts d'une voûte en plein cintre ayant 0m50 d'épaisseur. Ces passages (fig. 13) ont 1m10 de largeur sur 1m50 de hauteur sous clef; leur sol est à la cote (4,00). Au-dessus de chacun d'eux, on a laissé, pour les vannes, une ouverture verticale (fig. 11) de 0m90 de largeur et 1m10 de longueur.

Un petit pont de service a été établi le long de l'épaule du batardeau, depuis l'aile de la tête extérieure de l'écluse d'inondation jusqu'à la plate-forme des vannes. Il repose sur onze corbeaux en fer et est muni d'un garde-corps.

Le pilotis se compose de 365 pilots. Le travail et le battage de ceux-ci et des palplanches, la construction du grillage, le pilonage de la terre, le remblai en glaise et la pose du plancher, ont été exécutés en tous points comme nous l'avons exposé pour l'écluse d'inondation. Les bois et leurs dimensions sont aussi les mêmes que ceux qui ont été prescrits pour cette écluse.

Les ventrières des palplanches sont reliées, de chaque côté, au corps de l'ouvrage par dix-huit ancres composées chacune d'un tirant et d'une clef; le tirant se replie en équerre sur toute la hauteur de la ventrière, et se termine par un œillet à son autre extrémité; sa longueur totale est de 1m50 et son équarrissage de 0m04 sur 0m03; la clef a même section et une longueur de 0m60.

Après avoir lavé la base de l'ouvrage avec un lait de chaux et de trass, on a construit la maçonnerie du coffre et du batardeau. Elle est en briques et en pierres de taille. On y a employé le mortier hydraulique n° 1, depuis le plancher jusqu'à la cote (7,50), et le mortier hydraulique n° 2 au-dessus de cette cote.

Les radiers des passages, dans les endroits où il n'y a pas de pierres de taille, sont formés de briques posées de champ et sur tête, en liaison entre elles, sur une épaisseur de 0m30. Les faces de la cape sont construites de la même manière.

On a mis en œuvre les pierres de taille suivantes :

1° Quatre seuils ayant chacun 1m80 de longueur, 0m70 de largeur et 0m45 d'épaisseur;

2° Vingt-quatre pierres pour les piédroits des passages. Seize d'entre elles ont 0m40 de longueur, 0m50 de largeur et 0m315 de hauteur; les huit autres ont même hauteur, 0m70 de longueur et 0m35 de largeur;

3° Vingt-quatre voussoirs de corde égale, et ayant 0m35 de hauteur dans le sens du rayon de la voûte. Seize ont 0m70 et les autres 0m40 seulement de longueur,

4° Quatre clefs, de 0m50 de hauteur, 0m40 de longueur et autant de plus grande largeur;

5° Vingt-six pierres pour les rainures des deux vannes. Celle du seuil a 1m70 de longueur, 0m60 de largeur et 0m30 de hauteur. Deux des quatre pierres à placer dans les piédroits ont chacune 0m60 de hauteur sur 0m70 de longueur et 0m30 de queue; les deux autres ont la même hauteur, mais 0m50 de queue et de longueur. Les deux pierres qui forment la voûte ont 0m60 de hauteur, 1m70 de longueur et 0m35 de largeur; elles sont reliées entre elles par deux agrafes scellées au plomb. Celles qui, au nombre de seize, sont placées au-dessus de la voûte, ont 0m50 d'épaisseur; huit d'entre elles ont 0m50 de longueur et de queue, et les autres 0m70 de longueur sur 0m30 de queue. Les rainures pour les vannes ont 0m11 de côté;

6° Vingt mètres carrés et soixante-cinq centièmes en pierres de couverture de 0m20 d'épaisseur (fig. 11). Les joints sont maintenus chacun par deux agrafes;

7° Deux cent quarante-deux pierres pour les épaules; elles ont 0m30 de longueur. Dans le profil, elles présentent, pour les faces vues, deux côtés, l'un de 0m30 et l'autre de 0m45; pour les faces cachées, trois côtés, dont deux, perpendiculaires aux premiers, ont chacun 0m30. Onze d'entre elles, auxquelles on a scellé les supports du petit pont de service, sont fixées dans la maçonnerie par des tirants en fer analogues à ceux des battées des portes tournantes;

8° Cent trente pierres pour l'arête de la cape. Elles ont la même longueur que celles des épaules, et 0m30 et 0m45 pour leurs autres dimensions;

9° Onze pierres, recevant les supports du pont et correspondant à celles des épaules. Elles ont 0m30 de longueur, autant de hauteur et 0m40 de queue. Elles sont fixées aussi au moyen de tirants;

10° Quatre pierres pour les angles du mur de tête, ayant 0m60 de longueur sur 0m40 de largeur et d'épaisseur.

Les vannes sont placées suivant l'axe du batardeau, et ont 1m30 de largeur sur 1m75 de hauteur. Elles sont formées d'un double revêtement de madriers en chêne ayant 0m05 d'épaisseur et se recroisant à angle droit. Ces derniers sont assemblés à rainures et languettes d'un centimètre de côté, et fixés les uns aux autres par cinq clous à chaque recroisement. Avant de les clouer, on a enduit de goudron les surfaces intérieures et interposé entre elles une couche de mousse. Les joints ont ensuite été calfatés et brayés, et les surfaces extérieures goudronnées en deux couches.

Entre les madriers il a été placé une double branche en fer de 0m02 sur 0m08 de section, ayant dans chaque partie séparée une longueur de 0m75 et de 0m25 dans la partie commune. Celle-ci se termine par un œillet de 0m,03 de diamètre intérieur, au moyen duquel la vanne est attachée à la tige du cric. La double branche est fixée par des clous espacés entre eux de 0m08.

Chaque vanne est manœuvrée par un cric double, composé : 1° d'une roue dentée avec pignon ; 2° d'un arbre de manœuvre; 3° d'une tige ; 4° d'une manivelle.

A la sortie des passages du batardeau il a été construit un avant-radier de 6 mètres de longueur sur 8 mètres de largeur. Il est formé d'un plancher en bois de sapin du Nord de 0m10 d'épaisseur, supporté par quatre files transversales de pilots de 5 mètres de longueur sur 0m25 de diamètre sous la tête. Chaque file comprend 6 pilots, et est couverte d'un chapeau, aussi en sapin du Nord, ayant un équarrissage de 0m25 sur 0m20, et s'étendant dans toute la largeur de l'avant-radier.

Sur la longueur du chapeau extérieur il a été enfoncé une rangée de palplanches de 3 mètres de longueur sur 0m10 d'épaisseur. Elles dépassent leur ventrière de 0m02, et s'engagent de la même quantité dans la partie inférieure du plancher. Elles sont fixées à la même pièce chacune par cinq clous de 0m25 de longueur.

Batardeau à vannes de la citadelle-Nord d'Anvers.

Ce batardeau a pour but de maintenir à des niveaux différents les eaux du fossé capital et celles de l'avant-fossé de la citadelle du Nord. Il sépare le chemin couvert de cet ouvrage de celui de l'enceinte.

Il se compose d'un massif en maçonnerie, percé de deux passages munis de vannes, et terminé par deux murs de tête avec retours qui soutiennent les terres des chemins couverts de la citadelle et de l'enceinte. Un avant-radier et un faux radier protégent chacune des faces du batardeau contre les affouillements (fig. 14).

Le batardeau a, au-dessus de ses fondations, une longueur totale de 27^m20, dont 20^m00 entre les murs de tête, et 3^m60 engagés de part et d'autre dans les terres du chemin couvert. Son épaisseur est de 3^m50, à la cote (0,00) niveau du radier et des avant-radiers, et de 2^m50 aux épaules qui sont élevées à la cote (3,75).

La cape est formée de deux pans qui se coupent à angle droit, suivant une arête élevée par conséquent à la cote (5,00).

Sur cette cape, et au milieu de la longueur du batardeau, est élevée une dame tronconique (fig. 15), dont le diamètre est de 2^m50 au niveau des épaules, et dont les génératrices ont, par rapport à la verticale, la même inclinaison que les faces du batardeau. Cette dame est couronnée d'une tablette en pierre de taille, dont la partie supérieure est taillée en cône et a son sommet à la cote (7,75).

Le profil adopté pour le batardeau (fig. 16) est plus que suffisant pour assurer la stabilité de l'ouvrage, même dans le cas, peu probable, où la différence de niveau des deux bassins s'élèverait à 4^m00. En effet, la formule (M) de Poncelet donnerait alors :

$$E = 0{,}845 \times 4 \sqrt{\frac{1000}{2000}}$$

$$E = 2^m40$$

Mais comme l'ouvrage est essentiellement militaire, il doit avoir des dimensions plus fortes que s'il était simplement hydraulique. Aussi, l'épaisseur donnée est plutôt trop faible.

Le massif est construit sur un pilotis comprenant en tout 484 pilots, ayant généralement de 5 à 6 mètres de longueur.

Le grillage se compose de longrines et de traversines de 0m25 sur 0m20, dont les bouts dépassent de 0m40 les centres des files extrêmes de pilots, à l'exception toutefois des chapeaux qui couronnent les pilots battus sous l'emplacement du batardeau qui s'arrêtent à l'alignement des palplanches.

Avant de procéder au battage, la fouille a été descendue partout à 0m40 en dessous du niveau que devaient avoir les radiers; la fouille supplémentaire pour la fondation du batardeau n'a été faite qu'après le battage des palplanches destinées à contenir cette fondation. Celles-ci sont battues contre les premières longrines des avant-radiers; pareil coffrage existe contre les pilots qui limitent les faux radiers (fig. 16).

Les chapeaux du grillage s'assemblent sur les pilots à tenons et mortaises; le tenon a 0m20 de longueur et 0m18 d'épaisseur; il traverse donc tout le chapeau, et son assemblage est coincé.

Les longrines et les traversines se croisent sur la tête des pilots, et s'y assemblent par entailles de 0m025 dans chaque pièce, de sorte que la hauteur totale du grillage est de 0m45.

Les cours du grillage sont d'une seule pièce chaque fois que leur longueur ne dépasse pas 6m00; au delà, ils se composent de plusieurs pièces embrassant chacune au moins cinq pilots. Les assemblages d'un même cours se font sur la tête des pilots; ils sont à trait de Jupiter, d'une longueur dont le *minimum* atteint le double de la pièce, et sont maintenus par des boulons ainsi que par des gournables en chêne bien sec.

Avant la pose du grillage, on a déblayé jusqu'à la cote (0,20) au-dessous des chapeaux, et remblayé ensuite avec de la terre glaise bien sèche, bien divisée et fortement damée par couches de 0m03 à 0m04 d'épaisseur.

Les palplanches sont assemblées à grain d'orge, l'assemblage étant achevé au rabot, afin d'obtenir un contact intime sur toute leur longueur. Celles qui, après le battage, ne s'appliquaient pas exactement contre la ventrière y ont été fixées ensuite au moyen de deux broches barbelées de 0m30 de longueur sur 0m01 de diamètre.

La longueur des palplanches est de 4m00, sauf pour celles qui sont battues latéralement aux faux radiers ; la longueur de celles-ci diminue à mesure qu'elles ont été battues à un niveau plus bas, de manière que celles du pied n'aient plus que 3m00. Toutes ont 0m10 d'épaisseur, et 0m30 au plus de largeur.

Un plancher de 0m10 est établi sur les traversines. Les madriers sont fortement serrés jointivement, et les joints d'about sont en liaison de deux en deux ou de trois en trois chapeaux. Ils sont fixés sur chacun des chapeaux par une cheville en chêne de 0m20 de longueur sur 0m03 de diamètre, et par deux clous de huit au kilogramme. Les joints ont été soigneusement calfatés et brayés à chaud.

C'est sur ce plancher, bien lavé au lait de chaux, que l'on a élevé la maçonnerie de fondation. Celle-ci, dans le pourtour des murs de tête et de leurs retours, présente sur le nu des parements un empatement de 0m40 racheté par des retraites successives d'un quart de brique par assise.

La fondation a 1m50 de profondeur sous la surface du radier et 3m80 de largeur ; elle repose sur un plancher supporté lui-même par 26 cours de traversines, établies sur les têtes de 104 pilots et reliées par 4 cours de longrines. Elle est maintenue latéralement et protégée contre les filtrations par une file de palplanches maintenues par les ventrières ou chapeaux extérieurs de l'avant-radier et par leur prolongement sur l'autre moitié du batardeau. Dans cette dernière partie, l'écartement des ventrières est empêché par des étriers en fer qui relient leurs pilots de support au grillage du batardeau ; elles sont prolongées de 2m50 de part et d'autre au delà des racines de ce dernier et y servent d'appui à des palplanches battues comme l'indique le dessin (fig. 17).

Les passages pratiqués dans le batardeau ont leur radier à la cote (0,00) ; ils ont 2m50 de largeur et 2m00 de hauteur sous la clef d'une voûte en plein cintre. Leurs radiers sont en pierres de Tournai de 0m30 d'épaisseur sur 0m60 de largeur. Les piédroits sont pourvus de rainures, de 0m13 de largeur sur 0m115 de profondeur, pour le passage des vannes ; ces rainures, refouillées dans la pierre, se prolongent au travers des claveaux de la voûte de chaque pertuis jusqu'à la rencontre de la cape.

Les avant-radiers sont établis à la cote (0,00); ils se composent :

1° D'un pilotis avec grillage et plancher, dont les surfaces supérieures sont respectivement aux cotes (—0,50) et (—0,40);

2° D'une maçonnerie de quatre assises de briques au-dessus du plancher, surmontée d'une maçonnerie en pierres de taille de Tournai, dont toutes les pierres sont reliées par des agrafes en fer forgé scellées au plomb.

Afin de garantir les têtes des avant-radiers et les empêcher d'être emportées si quelques pierres des faux radiers venaient à se déranger, on les a formées de pierres de taille de 0m50 d'épaisseur, appareillées comme les têtes des radiers d'écluses (voir deuxième partie), et venant buter contre les chapeaux du coffrage extérieur destiné à protéger ces avant-radiers contre les filtrations.

Les faux-radiers sont les mêmes des deux côtés du batardeau. Ils ont chacun une longueur de 12 mètres; leur largeur, à l'origine, est égale à celle du radier, et ils vont en s'évasant de manière à atteindre une largeur de 25 mètres à leur rencontre avec le fond du fossé. Ces faux radiers se composent :

1° D'une couche de roseaux, de 0m05 d'épaisseur, placée perpendiculairement à l'axe des pertuis, et destinée à empêcher le siphonnement des eaux;

2° D'une couche de fascines juxtaposées, de 0m15 d'épaisseur, et disposées transversalement aux roseaux;

3° D'un tunage, formé de tunes espacées de 0m40 et dépassant de 0m30 la couche de fascines. Les piquets ont 1m50 de longueur et sont espacés entre eux de 0m30 dans chaque ligne. L'intervalle entre les tunes est rempli de recoupes de pierres;

4° D'un lit de moellons posés de champ, ayant 0m25 de hauteur et couvrant toute la surface du faux radier. Ces moellons ont environ 1m00 de longueur, et sont posés jointivement par rangées régulières de 0m15 à 0m18 de largeur; les joints parallèles à l'axe des pertuis sont interrompus d'une rangée à l'autre.

Chaque faux radier est maintenu extérieurement par des palplanches appuyées contre une ventrière formant chapeau et qui est supportée par des pilots battus à environ 2m00 d'intervalle sur les trois côtés.

Les vannes ont 2m70 de largeur et 2m10 de hauteur; elles se

manœuvrent au moyen de crics engrenant dans des tiges à crémaillère. Elles sont formées de deux revêtements recroisés, en planches de chêne de $0^m,05$ d'épaisseur, assemblées à rainures et fausses languettes et n'ayant pas plus de 0^m18 de largeur. Les deux revêtements, goudronnés sur toutes leurs faces en deux couches de goudron de Suède, sont fixés l'un à l'autre au moyen de chevilles en chêne coincées, placées en quinconce, et au nombre de deux à chaque croisement. Tous les joints ont été parfaitement calfatés et brayés à chaud.

Les ferrures des vannes sont encastrées dans le bois, et maintenues par des boulons à tête fraisée, dont les extrémités sont rivées de façon qu'il ne se trouve pas la moindre saillie sur aucune des faces des vannes.

La tige à crémaillère a une section de 0^m07 sur 0^m035 ; son champ est garni, sur une hauteur de 2^m10, de dents qui engrènent parfaitement avec le pignon du cric ; son extrémité inférieure se bifurque pour embrasser une fourche dont les bras descendent jusqu'à 0^m20 du champ inférieur de la vanne. La fourche s'assemble avec le pied de la tige à crémaillère par un boulon à clavette, de 0^m03 de diamètre et 0^m22 de longueur. Les roues dentées sont fixées sur les arbres par des clefs de 0^m005 d'épaisseur, engagées dans des rainures pratiquées en partie dans l'arbre, en partie dans l'œil de la roue.

Une passerelle, établie sur un des pans de la cape, permet de se rendre du chemin couvert de la citadelle à la manœuvre des crics. Elle est au niveau du chemin couvert, et munie d'un garde-corps en fer. Pour y arriver plus facilement, on a arrondi le pied du talus intérieur à l'entrée.

La passerelle se compose d'un tablier de 9^m00 sur 1^m20, formé de madriers en chêne de 0^m06, reposant sur des supports en fer, de 0^m03 sur 0^m04 de section, espacés d'un mètre et scellés dans les pierres du batardeau

Les pilots des fondations et des coffrages sont indifféremment en hêtre, pin, sapin ou mélèze. Les palplanches, les pièces du grillage et les madriers du plancher sont en hêtre.

Toutes les maçonneries ont été construites en mortier hydraulique n° 1 du contrat général d'entreprise, composé comme suit :

Chaux éteinte.	3 parties.
Sable	1 partie.
Tras d'Andernach	4 parties.

Les pierres de soubassement du batardeau et celles des avant-radiers sont en pierres de Tournai; il en est de même des dalles des radiers des pertuis, à l'exception de celles qui reçoivent le champ inférieur des vannes et qui proviennent des Écaussines. Toutes les autres pierres de taille seront des Écaussines ou de Ligny.

Les pierres de chaînes d'angles sont fixées dans la maçonnerie par des ancrages; celles des radiers et avant-radiers sont reliées entre elles par des agrafes.

Toutes les ferrures, sauf les dents d'engrenage, sont peintes en une couche de minium; les parties vues ont reçu, en outre, deux couches de couleur noire à l'huile.

Ainsi qu'on le voit, la manœuvre des vannes n'est pas couverte. C'est là un résultat qu'on ne pouvait guère éviter qu'en exhaussant outre mesure le massif, et en tombant ainsi dans un défaut réel. Du reste, l'inconvénient que nous signalons perd beaucoup de son importance par suite de la possibilité d'inonder à une grande distance le terrain extérieur, et son influence ne serait fâcheuse pour la défense que dans le cas où l'ennemi songerait à exécuter un passage de fossé. Nous avons signalé un inconvénient analogue en examinant les écluses de la citadelle.

CHAPITRE QUATRIÈME.

DIGUES SUBMERSIBLES ET BARRAGES.

CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES.

La possibilité de naviguer sur un cours d'eau naturel dépend essentiellement de sa vitesse et de sa profondeur. Cette seconde condition est la plus importante, attendu qu'on peut souvent augmenter la force motrice destinée à vaincre la résistance du courant, tandis qu'il n'en est pas de même pour ce qui concerne la hauteur d'eau.

Parfois aussi une rivière présente, soit des coudes brusques, soit des parties rétrécies, qui peuvent offrir des dangers à la descente ou former des obstacles absolus à certains genres de navigation.

Enfin, l'emploi presque général de moteurs animés entraîne la nécessité d'un chemin de halage, qu'il n'est pas toujours possible d'établir.

Quant aux grandes sinuosités, qui tendent à augmenter la longueur du parcours, il est prudent de les laisser subsister plus ou moins, à cause des inconvénients qui peuvent résulter d'un raccourcissement notable du lit, tant sous le rapport de l'accroissement de vitesse que des atterrissements et de l'érosion des rives.

Le redressement des sinuosités et la diminution de la vitesse aux endroits où elle est trop rapide, sont des améliorations qui ont une limite. Il n'en est pas ainsi de la hauteur d'eau; plus elle est grande, plus il est possible d'augmenter le tonnage des bateaux, et par conséquent de diminuer le fret.

On parvient à faire croître la profondeur d'une rivière : 1° en rétrécissant le lit par des digues longitudinales ou transversales; 2° en barrant complétement des bras secondaires par des barrages plus ou moins insubmersibles; 3° en relevant le plan d'eau au moyen de barrages-déversoirs; 4° en draguant le fond.

Pour obvier à une trop grande vitesse, on emploie aussi les barrages qui, par leur saillie, diminuent la pente à la surface de l'eau; les chutes sont franchies au moyen d'écluses ou de parties mobiles ménagées dans les barrages.

DIGUES SUBMERSIBLES.

Quand la profondeur, à l'étiage, ne devient insuffisante que sur quelques points du développement de la rivière, on peut rétrécir le lit d'étiage de ces parties en l'encaissant entre deux digues longitudinales, que l'on a soin de rattacher aux rives; elles se raccordent à celles-ci en amont des maigres ou hauts-fonds par des retours circulaires.

Ces digues doivent être plus ou moins submersibles d'après la hauteur d'eau qu'elles ont à maintenir, mais en tout cas elles doivent s'élever le moins possible au-dessus de l'étiage, afin d'éviter un surcroît de vitesse dans les petites crues et les affouillements qui en résultent.

L'on a renoncé à employer les digues insubmersibles pour le redressement du lit des rivières, l'expérience ayant prouvé que le résultat définitif de cette opération serait l'exhaussement plus ou moins rapide du fond.

Parfois l'on n'emploie qu'une seule digue convenablement rapprochée d'une des rives; dans ce cas, il est indispensable de garantir le talus du cours d'eau des érosions qui tendent à se produire par le fait de l'augmentation de vitesse.

La construction des digues longitudinales submersibles doit être facile et peu coûteuse puisqu'elles ont d'ordinaire un développement considérable. Ces ouvrages doivent être fondés d'autant plus bas au-dessous du fond que le sol de ce dernier est moins résistant, car il faut s'attendre généralement à des approfondissements du côté inté-

rieur, ainsi qu'à des affouillements vers le pied extérieur des digues, par l'effet des crues qui peuvent les déborder à la suite du rétrécissement opéré.

Un massif de terre, sable ou gravier, garni extérieurement d'un enrochement en moellons (fig. 18), constitue un système simple, peu onéreux, et doué en même temps d'une grande résistance. Pour l'établir, on drague deux fossés parallèles en rejetant les déblais dans l'intervalle afin de former le noyau de la digue ; on verse ensuite des moellons dans ces fossés et sur les talus dont les pieds se trouvent ainsi assurés. Après avoir parementé en perré toute la partie des talus au-dessus de l'étiage, on termine le sommet en hérisson.

On peut obtenir encore plus de solidité en battant, avant l'échouage des pierres, une file de pilots reliés par un chapeau ou par des moises.

On fait parfois des digues submersibles en charpente ou en fascinages. Les premières ont été employées récemment à la canalisation de l'Èbre ; les secondes ont été utilisées dans la Midouze, la Garonne, etc., et se composent, soit d'une seule rangée de pieux clayonnés, soit de deux files semblables à la précédente, espacées de $1^{m}90$ à $2^{m}00$, et dont l'intervalle est rempli de gravier, leur pied étant garanti par des enrochements extérieurs. La crête de ces massifs s'élève ordinairement de $0^{m}40$ à $0^{m}50$ au-dessus de l'étiage.

Dans les rivières à fond mobile, on a essayé d'augmenter la profondeur au moyen d'*épis* ou digues transversales qui, par leur grande saillie sur le lit, peuvent rétrécir notablement la section. Comme les précédentes, elles s'élèvent peu au-dessus de l'étiage ; leurs effets sont variables et, en général, fort incertains. N'ayant d'influence que sur une faible longueur du cours d'eau, il est nécessaire d'en construire plusieurs, d'ordinaire parallèles ; leur écartement est difficile à déterminer, et il y a souvent économie et avantage à les remplacer par une digue longitudinale.

BARRAGES INSUBMERSIBLES.

Les barrages insubmersibles continus ont pour objet d'arrêter complétement les eaux, soit pour les déverser dans un bras unique

dont on veut augmenter la profondeur, soit pour produire une inondation en amont; ce dernier but est essentiellement militaire.

La composition et le mode de construction des digues de barrage varient avec la vitesse et la profondeur du cours d'eau, avec la nature du lit et l'espèce de matériaux dont on peut disposer.

Digues en terre. — Ce genre de barrage est le plus usité lorsque la vitesse et la profondeur sont peu notables.

L'on en commence la construction par les deux rives, en ayant soin, au préalable, d'avoir à pied d'œuvre une quantité suffisante de matériaux pour élever la digue au niveau voulu.

La seule difficulté que présente ce travail consiste dans la fermeture du barrage vers le milieu de la rivière. Par suite de la diminution graduelle du débouché, l'eau s'élève peu à peu en amont et s'abaisse en aval; la vitesse augmente, et il devient impossible de continuer le travail comme précédemment, les terres étant emportées par le courant. Il faut dès lors avoir recours à d'autres moyens qui varient suivant la cohésion du fond. D'ordinaire, l'on établit un coffrage formé de pilots et de palplanches, que l'on remplit ensuite de terre ou de gravier. Parfois, l'on se contente de battre, en amont, une simple file de pilots devant lesquels on place des claies, et cet obstacle provisoire permet de continuer rapidement le corps de la digue, au moyen de fascinages remplis de cailloux, de moellons, et même de fumier.

Lorsque le terrain s'affouille par le battage, l'opération devient plus difficile; il faut alors avoir recours à l'échouage, en employant, soit des paniers chargés de pierres, soit des plates-formes coulées sous lest, soit des bateaux remplis de terre ou d'autres matériaux pesants.

Digues en fascinages. — Après avoir fait, sur chaque rive, un enracinement formant saillie de 5 à 6 mètres sur l'eau, on échoue contre la berge cette partie saillante, après y avoir amorcé un tunage de quelques lits de fascines, non chargé, pour le maintenir flottant.

On procède alors à la construction de la digue, soit en partant à la fois des deux rives pour se réunir vers le milieu et immerger d'un coup chaque tunage entier, soit en partant d'une rive pour construire d'abord chaque tunage sur un peu plus de la moitié de sa longueur, le couler, et faire ensuite la même opération en partant de la rive opposée.

Le premier mode de construction présente souvent un inconvénient grave avant l'immersion du premier tunage, surtout si l'ouvrage ne marche pas avec rapidité vers le milieu du courant. En effet, par suite de la diminution produite dans la section d'eau par la couche de fascinage partiellement immergée à la surface, la vitesse du courant augmente et tend à creuser le lit à l'aplomb du barrage. Cet approfondissement peut être considérable; dans le Rhin il atteint parfois la moitié de la profondeur d'eau. Dès lors, la longueur du fascinage n'est plus en rapport avec le développement du périmètre mouillé, et par suite, au moment de l'échouage, le massif doit forcément se déchirer et laisser le milieu du lit exposé à l'érosion produite par le courant.

Si le travail est poussé rapidement, il est un autre inconvénient qui se présente presque toujours dans l'une et l'autre méthode, mais avec plus de gravité dans la première : il consiste dans l'affouillement que produit en aval la chute des eaux qui se déversent par dessus la partie échouée du barrage. Avec un courant rapide et un fond peu consistant, il peut arriver que le tunage soit poussé dans l'affouillement avant que l'on soit parvenu à combler ce dernier, et qu'il y ait encore disjonction par suite de l'augmentation du périmètre à revêtir.

Ces affouillements augmentent avec la hauteur d'eau. Aussi, lorsque celle-ci est grande, les paniers sont préférables aux fascinages pour fermer le massif, attendu qu'ils suivent tous les mouvements de l'érosion sans qu'il se produise des déchirements. Par leur poids, les paniers chargés résistent aussi mieux au courant ; mais il faut plus de temps pour échouer une même masse.

Un autre moyen de fermer un barrage consiste dans l'emploi de plates-formes en fascinages coulées sous lest ; nous en décrirons plus loin la construction.

Les digues en fascinages ne deviennent étanches qu'à la longue, lorsque les eaux qui filtrent à travers le massif y ont déposé suffisamment les matières terreuses dont elles étaient chargées.

Digues en enrochements. — Quand les terres dont on dispose sont très-friables et que les pierres sont communes dans la localité, l'on emploie pour barrage un système d'enrochements à pierres perdues, analogue à ceux que nous avons décrits dans la deuxième partie.

Afin de remplir les vides intérieurs, il faut avoir soin de déverser une certaine quantité de gravier et de cailloux sur chaque couche de moellons. Cependant, ici encore, la digue ne devient tout à fait étanche qu'au bout d'un certain temps, quand les interstices s'obstruent par l'ensablement ou par le limon que les eaux déposent.

Lorsqu'on veut employer des cailloux, du fort gravier ou des débris de maçonnerie, on fait l'enrochement au moyen de paniers chargés, que l'on échoue par couches. Les paniers sont en osier et de forme variable. Lorsqu'ils sont cylindriques, on les traverse de deux piquets qui les empêchent de rouler, et que l'on dispose la pointe en bas dans l'échouage.

Ce genre de matériaux est très-avantageux quand il s'agit de fermer une digue dans un courant rapide et profond.

Digues mixtes. — Le barrage suivant a été employé avec succès en 1831, pour fermer les ruptures de quelques digues du bas Escaut.

Sur l'emplacement à barrer, on commence par battre, à 1m00 de distance entre eux, un certain nombre de forts piquets ou de sapins, arrêtés à fleur d'eau. Pour faciliter ce travail, on établit d'avance, et en amont, des ancrages auxquels on amarre les canots qui portent les ouvriers ainsi que les matériaux à mettre en œuvre. Ces canots peuvent ainsi être maintenus ou filer sur leurs ancres dans la direction du courant; des amarrages, établis à terre, permettent de leur donner des positions obliques.

Le pilotage terminé, on entasse sous l'eau, et entre les pieux déjà battus, des fascines que l'on fixe au moyen de saucissons traversés par des piquets et chargés de terre ou de pierres.

On fait aussi usage, dans le barrage de bras secondaires, de digues plus ou moins submersibles, analogues à celles qui sont employées dans la Garonne et que nous avons décrites précédemment; l'on a soin encore de défendre le pied des pilots, vers l'aval, par des enrochements ou des fascinages lestés; cette précaution a pour objet d'éviter les affouillements qui se produiraient lors des crues, car les barrages de ce genre ne s'élèvent guère à plus de 1m00 à 1m50 au-dessus de l'étiage, selon la profondeur du tirant d'eau *maximum* à conserver.

Digues en terre de schorre. — Ce genre de digues, fréquemment

employé en Hollande et dans le bas Escaut, se compose d'un massif en terre de schorre, contenu entre deux parements en fascinages. Ces derniers sont formés de plates-formes *m* (fig. 19), de 7 à 8 mètres de largeur, coulées sous lest jusqu'au niveau de l'étiage ou de la basse mer. On les échoue les unes sur les autres, en retraite à l'extérieur et en surplomb à l'intérieur. Les retraites forment talus de 2 au moins de base sur un de hauteur, et l'intervalle BC entre les deux dernières plates-formes est de 8 à 10 mètres.

En général, une plate-forme se compose de couches de fascines comprises entre deux grillages de saucissons. Sa longueur varie jusqu'à 150 mètres et sa largeur dépasse même parfois 20 mètres. Son épaisseur se détermine d'après le nombre de couches de fascines qui en composent le corps, mais elle n'est jamais supérieure à un mètre, pour que le massif puisse se prêter, par sa flexibilité, à tous les mouvements ou du sol ou d'autres fascinages, sur lesquels on le coule pour en augmenter la hauteur.

Le terrain sur lequel on confectionne la plate-forme doit être préparé, bien uni, et se trouver autant que possible au-dessus des basses marées et au-dessous des hautes eaux ordinaires, afin qu'après leur confection, qui a lieu pendant la mer basse, elles puissent flotter et être conduites à pied-d'œuvre à la marée montante.

Sa longueur et sa largeur étant tracées, on construit le grillage inférieur au moyen de saucissons dont les extrémités dépassent de $0^{m}25$ au moins les dimensions voulues de la plate-forme. Ce grillage forme des cases d'un mètre de côté, mesuré entre les axes des saucissons inférieurs, qui se présentent toujours transversalement au courant, à l'effet de fermer le passage aux filtrations en sous-œuvre.

Chaque point de croisement des saucissons est fixé, pour l'encadrement extérieur, par un nœud croisé de brins de hart ou de cordes de bitord; à l'intérieur de la plate-forme, cette liaison ne se fait qu'alternativement.

Vers les extrémités des lignes extérieures des encadrements, et intermédiairement de 7 à 10 mètres de distance, on assure de nouveau la réunion de quelques saucissons du grillage inférieur par une corde plus forte que le bitord, assez longue pour embrasser quelques points correspondants du grillage supérieur, et présentant, en outre, à son

extrémité, un anneau dont l'intérieur garni de fer est destiné à recevoir la corde d'échouage.

Sur le développement de ce premier grillage, on place transversalement une couche de roseaux, de façon que les gros bouts de chaque levée prennent un des saucissons longitudinaux, et on la couvre d'une couche de fascines, également disposée par levées, jusqu'à la hauteur des saucissons supérieurs du grillage construit.

Une deuxième couche de fascines est placée ensuite dans le sens de la longueur, et une troisième, disposée comme la première, termine le remplissage de la plate-forme. Les levées d'une même couche se recouvrent plus ou moins en largeur et en longueur.

Un deuxième grillage complète la plate-forme, et enveloppe avec le grillage inférieur les différentes couches de fascines. Les points de réunion de ces deux grillages correspondent entre eux, et sont fixés ensemble au moyen des cordes inférieures, dont on a eu soin de retenir les extrémités par des piquets provisoires.

Les deux lignes de saucissons extérieurs de la plate-forme sont surmontées d'un tunage. Les saucissons intermédiaires le sont aussi, mais alternativement dans le sens de la longueur et dans celui de la largeur. Les premiers tunages sont formés de 4 brins; les autres n'en ont que 3, afin de conserver la flexibilité nécessaire au massif.

Les encadrements formés par le grillage supérieur, ainsi que ceux des tunages qui les surmontent, sont destinés à recevoir le lest qui doit faire échouer la plate-forme et la maintenir sur le fond.

Lorsqu'une plate-forme construite depuis plusieurs jours est exposée à flot pendant quelque temps, elle s'allonge en tous sens d'environ 1/50, par suite des mouvements des eaux. C'est pour ce motif que les saucissons des grillages sont un peu plus longs que la grandeur voulue, que les gros bouts des levées de fascines dépassent le saucisson sur lequel ils reposent, et que les tresses du clayonnage dépassent également de $0^{m}10$ au moins leurs piquets respectifs.

Les plates-formes sont amenées sur le lieu d'échouage au moyen bateaux auxquels elles sont reliées et suspendues par des cordages. Lorsqu'elles sont chargées suffisamment au moyen de terre de schorre et de moellons, on coupe tous les cordages à la fois, et l'échouage s'opère. Dès que deux plates-formes *m* et *m'*, de même hauteur, sont

à fond, on remplit et on arase l'intervalle au moyen de terre de schorre.

L'échouage des plates-formes jusqu'à mer basse ne présente guère de difficultés ni de danger de la part des courants qui jusque-là ne sont pas très-forts. Mais, au-dessus de ce niveau, le travail exige certaines précautions importantes. On travaille alors par marée, en employant pour le corps un mélange de terre de schorre et de fascines, afin d'en accélérer le remplissage. Ces intervalles A, A', sont formés en dos d'âne lorsqu'il s'agit de fermer une rupture, afin que, pendant la marée basse, l'eau retenue dans le polder se déverse sur la partie faite pendant la basse mer précédente, et qu'il en soit de même quand la mer haute rentre dans le polder et produit un déversement en sens inverse. L'essentiel, c'est que le déversement se fasse sur les talus en fascinages, et qu'il ne s'étende pas au delà, parce qu'il pourrait alors affouiller le terrain naturel.

Afin d'abréger cette période critique du travail, on s'efforce d'achever la digue en une seule marée lorsqu'elle est arrivée à 2^{m}00 environ au-dessous des hautes mers. A cet effet, après avoir réuni une grande quantité d'ouvriers et de bateaux chargés de matériaux, on exécute le remblai le plus rapidement possible, dès que le barrage se découvre, en jetant les gazons de schorre par bateaux dans les endroits où ceux-ci peuvent flotter, et en les transportant à la brouette dans les parties au-dessus de l'eau.

On profite de la mer montante pour augmenter le nombre des bateaux de transport, et on continue ainsi à travailler avec célérité de manière à élever toujours la digue plus rapidement que l'élévation de la marée.

Lorsqu'il arrive que la mer monte plus vite que le remblai et déverse sur le sommet, il se forme au pied un affouillement, en contre-bas du terrain naturel, qui amène généralement la rupture de la digue.

Les gazons de schorre remplissent plus vite que les enrochements ou les fascinages la condition d'imperméabilité, parce que le tassement s'ajoute à l'atterrissement, mais aucun des trois procédés ne donne une construction imperméable au moment où elle est achevée.

CHAPITRE CINQUIÈME.

DÉVERSOIRS CONTINUS.

DISCUSSION DU TRACÉ.

La plupart des rivières ne possèdent pas, sur la majeure partie de leur cours, une profondeur d'eau naturellement suffisante pour la navigation ordinaire.

Après avoir employé plus ou moins les digues, barrages et autres moyens d'amélioration, on porte le niveau des eaux à la hauteur voulue au moyen de barrages-déversoirs AB, A'B', A''B'' (fig. 20), établis en travers du lit même de la rivière, et convenablement espacés entre eux.

L'augmentation de la section du courant a aussi pour résultat de modifier la vitesse et la pente; cette dernière, qui était répartie sur toute la longueur de la rivière, se trouve alors accumulée aux barrages, où elle se manifeste par les chutes A*m*, A'*m'*, A''*m''*, aux endroits où le surplus des eaux se déverse vers l'aval; elle est ainsi très-faible dans les biefs successifs, et presque nulle un peu en amont de chaque barrage.

Les effets d'un barrage A'B' sur le régime d'un cours d'eau sont de produire en amont un gonflement, un remous, dont l'influence se fait sentir bien au delà du point où le niveau A'*m* de la retenue rencontrerait la pente naturelle de l'étiage.

Nous avons exposé au chap. IV de la *Première partie* la théorie des remous et les formules qui permettent de les calculer.

Dans la plupart des rivières, l'augmentation de hauteur d'eau produite par les remous ne dépasse pas $0^{m}30$. Cette faible valeur de l'exhaussement peut donc généralement être négligée, et par suite l'on est conduit à placer les barrages aux endroits où le niveau de la retenue inférieure cesserait de donner un mouillage suffisant. En agissant ainsi, on rapproche un peu trop les barrages ou on surélève légèrement leur crête au delà de ce qui serait strictement nécessaire ; mais la dépense qui en résulte est peu importante, puisqu'elle ne se reporte pas sur les fondations. Du reste, le surcroît de hauteur d'eau ainsi obtenu est favorable à la navigation, et peut obvier souvent aux inconvénients produits par les atterrissements qui se forment en aval des chutes.

On donne aux barrages le plus de développement possible, afin de répartir la chute sur une plus grande surface du lit en aval, d'augmenter la largeur de la section d'écoulement dans les fortes crues, et de prévenir les dégradations du pavement ou glacis supérieur, en diminuant, à volume égal, la vitesse et la hauteur de la tranche d'eau qui se déverse.

Pour réaliser ces conditions, on place le barrage dans un élargissement du lit, ou obliquement par rapport au courant général.

Remarquons, à ce sujet, que l'augmentation obtenue dans la section d'écoulement par un déversoir oblique n'est pas, d'une manière absolue, dans le rapport du développement de celui-ci à la longueur d'un barrage normal au courant. Elle est inférieure à ce rapport, surtout dans les fortes crues.

Une trop grande inclinaison serait dangereuse pour la navigation, et aurait pour résultat, en aval du déversoir, la formation d'atterrissements et la corrosion de la rive adjacente. Cet inconvénient a donné naissance aux déversoirs en chevrons ou crémaillères, et à ceux en arc de cercle concave vers l'amont. Ces tracés exigent naturellement une dépense plus considérable qu'un barrage en ligne droite.

Comme les chutes Am, $A'm'$, $A''m''$, ne doivent pas forcément être égales, et ne le sont jamais, il est avantageux, pour l'économie, de placer les barrages-déversoirs sur l'aval des hauts-fonds. Cette disposition se concilie du reste avec la condition d'une longueur maxima,

car les exhaussements du fond correspondent presque toujours aux élargissements du lit.

L'élévation d'un déversoir plein ordinaire doit être réduite à la hauteur minima nécessaire pour produire un mouillage suffisant, non-seulement par un motif d'économie, mais encore, et surtout, pour diminuer la chute, dont l'action destructive sur le lit en aval du barrage est, dans certaines limites, une fonction de la masse liquide qui se déverse, de sa vitesse et du sinus d'incidence sur le fond. Aussi, quoique l'on ait souvent construit des déversoirs pleins de 3 et 4 mètres de chute, il est prudent de ne porter celle-ci qu'à 2 mètres au maximum.

L'action destructive due à la chute ne croît pas d'une manière continue avec le produit du cours d'eau ; il arrive même qu'elle devient presque nulle quand la lame déversante est assez forte pour produire, dans le bief d'aval, une surélévation telle, que la chute s'efface. Dans des barrages bien placés, cette circonstance se présente, et le maximum d'effet destructeur se produit à un certain niveau intermédiaire entre l'étiage et les grandes eaux.

Pour déterminer la hauteur S d'un déversoir, on se sert des formules que nous avons exposées dans la *Première partie*, et sur lesquelles nous reviendrons plus loin. Les données de la question sont : 1° la hauteur AE ou S + H (fig. 30) que l'on doit conserver à l'étiage, ou bien approximativement la hauteur FD de la retenue ; 2° la longueur L du seuil ou crête du déversoir ; 3° le produit Q de la rivière à l'étiage.

D'après Minard, la détermination rigoureuse de l'élévation d'un déversoir, eu égard à la hauteur réelle de la retenue en amont, n'a généralement qu'une importance fort secondaire, attendu qu'une différence de 0^m10 à 0^m15 en plus ou en moins n'apporte pas de changement notable dans le régime et dans la dépense ; aussi, il conseille de le construire à un niveau plutôt trop bas, parce qu'il est toujours possible de l'exhausser de quelques centimètres.

Ce précepte serait plus ou moins admissible, si les formules des déversoirs étaient dégagées de tout élément d'erreur ou d'incertitude ; mais, à ces deux points de vue, leur application n'offre pas toujours une sécurité suffisante. Il nous paraît donc prudent de suivre une méthode inverse à celle de Minard, et de calculer le plus rigoureu-

sement possible par nos formules, et d'après les données actuelles de la science, la hauteur AB = H, et, par suite, AE — H = S.

La construction d'un déversoir de chute z est moins dispendieuse que celle de deux déversoirs de chute $\frac{z}{2}$; il en est de même pour les écluses qui leur correspondent. On trouvera donc tout avantage à diminuer autant que possible le nombre des barrages, tout en restant, pour la chute normale, s'il s'agit de déversoirs pleins, au-dessous de la limite 2^m00 que nous avons admise.

L'on désigne sous le nom de *chute normale* d'un barrage AB, la différence A*m* (fig. 20) de niveau entre la crête supérieure A et le plan horizontal *m*A′ passant par la crête supérieure A′ du barrage suivant en aval.

La *chute réelle* est toujours plus faible que la précédente. Ainsi, pour le barrage AB, elle s'obtient en défalquant de la chute normale : 1° la hauteur *am* due à la pente de l'eau ; 2° l'ordonnée *ab*, comprenant l'épaisseur A′*b*′ de la lame déversante en A′B′, ou, plus exactement, la hauteur comprise entre *a*A′ et la courbe de remous.

Les déversoirs pleins sont des ouvrages de construction très-variée, tant par leur forme que sous le rapport des matériaux qu'on y emploie.

Leur profil présente trois types principaux : les déversoirs à parois verticales, ceux à longs glacis inclinés et ceux à glacis en gradins.

Quant aux espèces de matériaux mis en œuvre, on fait les déversoirs en fascinages, en maçonnerie, en béton, en enrochements parementés, ou en encoffrements remplis avec l'un des massifs précédents.

DISCUSSION DU PROFIL.

Déversoirs en fascinages. — Pour construire un déversoir en fascinages, on commence par en établir la base, soit à l'aide de plates-formes coulées, soit, comme moyen le plus prompt lorsqu'on doit, par exemple, profiter de la sujétion favorable de la marée, à l'aide d'un fascinage à barbe composé de levées disposées dans la longueur du barrage. La première levée touche par les gros bouts au point de départ de la rive, tandis que, dans les suivantes, ceux-ci sont placés

en sens inverse ; les levées se couvrent successivement avec retraites de 0m25 à 0m30 seulement, afin d'obtenir en peu de temps une épaisseur convenable (fig. 21).

Cette première couche étant terminée jusqu'à la rive opposée, on la couvre transversalement par une deuxième, composée de trois levées de fascines, dont celle du milieu se place la première. Ces deux couches sont fixées au sol par trois lignes de saucissons, traversées de 0m50 en 0m50 par des piquets à tête chevillée, et les vides entre les saucissons sont remblayés de terre de schorre. L'on obtient ainsi un massif d'environ 0m50 d'épaisseur, qui peut, au besoin, résister au déversement des eaux du flux et du reflux jusqu'à la marée basse suivante.

On continue ensuite, en posant une couche transversale de fascines, puis une autre longitudinale, enfin une troisième de nouveau transversale. Elles sont fixées aux couches précédentes, du côté aval, par deux tunages, et par deux lignes de saucissons placés au milieu ainsi que vers l'extrémité amont ; le tout est arasé au moyen de terre de schorre.

Le surplus de la hauteur du barrage se construit simultanément par couches de fascines et de terre de schorre maintenue par des tunages et des saucissons.

A mesure que le massif s'élève, on remblaie du côté amont, avec des gazons de schorre et du sable, afin d'étancher le barrage autant que possible.

La couche supérieure, toujours en fascines, est garnie de trois lignes de saucissons surmontés de tunages de la plus forte espèce ; les piquets en sont généralement chevillés et elle est, au besoin, chargée de pierres de Tournai de grandes dimensions.

Ce déversoir est établi sur 2m00 de largeur en crête, avec talus en amont de 0m50 de base pour 1 mètre de hauteur, et incliné à 45° en aval.

Les retraites, ou gradins, du talus aval doivent être fortement lestées de pierres afin de résister au déversement des eaux.

Le barrage doit être enraciné aux bords de l'affouillement ou des rives, en être préservé, à l'aval, par un faux radier composé d'un lit de roseaux, d'un autre de fascines déliées et d'un troisième de fascines en bottes, retenus tous trois au sol, sur 3m00 de largeur, par un

grillage en saucissons, dont les longitudinaux sont surmontés de tunages. Le surplus de la largeur est fixé simplement par trois tunages.

Toute la surface de ce faux radier doit être lestée, jusqu'à la hauteur des tunages, soit de bricaillons, soit de pierres de Vilvorde ou de Tournai.

Déversoirs à parois verticales. — Lorsque le fond de la rivière appartient à un terrain consistant, les déversoirs à parois verticales se construisent d'ordinaire en maçonnerie bien parementée.

Quand l'ouvrage doit être fondé sur le gravier, le sable, la glaise, ou tout autre terrain peu solide, on enferme souvent le massif dans un coffre formé de pilots et de bordages, et on le compose, soit de maçonnerie ou de béton, soit de pierres perdues recouvertes par un plancher (fig. 22), ou parementées à la partie supérieure qui forme glacis (fig. 23); ce dernier est parfois en contre-pente.

Les pierres qui forment la tablette du glacis doivent être dures, pour résister au frottement, et de fortes dimensions. Elles sont réunies entre elles par des agrafes, ou, ce qui vaut mieux, appareillées en queue d'aronde.

L'épaisseur du massif se détermine comme celle des batardeaux, en ayant égard aux atterrissements mouillés qui peuvent se former en amont.

Afin d'accélérer l'imperméabilité du massif, et pour empêcher les glaçons ou autres corps entraînés par le courant de heurter la tablette et de la ruiner, on protége souvent les ouvrages de ce genre par des remblais (fig. 23) s'élevant en pente douce, du côté de l'amont, jusqu'au sommet du déversoir.

Remarquons, à ce sujet, que le fond d'une rivière ne tend pas à s'exhausser en amont d'un barrage, quoique cette construction, en arrêtant plus ou moins les courants de fond, semble devoir favoriser le dépôt des troubles. On remarque généralement le contraire de ce dernier phénomène; ce n'est que par exception, et sous l'influence de circonstances locales variables et indéterminées, qu'il se forme un dépôt incliné, ayant quelques mètres de base et s'appuyant contre la paroi de l'ouvrage. Aussi, lorsqu'on a recours à ces remblais, il est prudent de les former en partie d'enrochements ou de les recouvrir de

gros moellons, susceptibles de résister au délavement et aux chocs de la masse liquide en mouvement.

En aval du déversoir, le lit de la rivière, fût-il de nature rocheuse, ne parvient presque jamais à résister à la chute continue de l'eau, et il s'y forme bientôt des affouillements d'autant plus profonds que le terrain est plus tendre et la chute plus forte. Les matières détachées et emportées par le courant se déposent, par suite de la brusque diminution de vitesse, à une petite distance au delà de la partie affouillée.

L'on a vainement essayé de prévenir les érosions du fond en aval des déversoirs à parois verticales, en les accompagnant, de ce côté, d'arrière-radiers ou risbermes, en maçonnerie, en enrochements ou en fascinages; ces massifs supplémentaires ont presque toujours été affouillés eux-mêmes et emportés dans les fortes crues. D'ailleurs, comme les risbermes devraient s'étendre jusqu'au delà des endroits affouillables, il en résulterait une dépense considérable d'établissement et d'entretien.

Déversoirs en longs glacis. — Les déversoirs en glacis sont inclinés vers l'aval; le talus supérieur a généralement de 3 à 5 de base, rarement moins.

On les construit aussi de diverses manières, eu égard aux matériaux employés.

Lorsqu'ils sont en maçonnerie ordinaire, le glacis est revêtu en grandes dalles, reliées entre elles par des agrafes ou mieux par des queues d'aronde, les ferrures s'oxydant très-rapidement. Il est prudent aussi d'en retenir le pied par une file de pilots liernés (fig. 24).

On fait aussi des déversoirs de ce profil en remplissant avec du béton des encoffrements en charpente, et en recouvrant le glacis d'un plancher.

Dans les barrages de la Moselle, de l'Oise, de la Meurthe, de la Sarre, etc., où l'on a adopté la forme en glacis, le massif est fait en pierres perdues jusqu'à l'étiage (fig. 25), et en maçonnerie sans mortier au-dessus. Il est contenu, des deux côtés, par une file de pilots disposés dans le sens de l'ouvrage, et quelquefois par d'autres placés dans la direction de la plus grande pente du glacis. Ces pilots sont liernés ou moisés dans les deux sens, un peu au-dessous du niveau de

l'étiage, puis coiffés de chapeaux qui affleurent la tablette supérieure. Celle-ci est formée de gros moellons smillés, bien serrés entre eux et les chapeaux, et soutenus à la crête ainsi qu'au pied par des liernes. Cette disposition du parement permet de localiser les dégradations, d'en prévenir l'extension et de les réparer d'une manière plus facile et plus prompte.

Dans ce cas, le travail s'exécute comme suit : battage des pilots, à moins qu'on puisse détourner la rivière d'abord, ce qui serait plus avantageux; pose des moises au niveau d'étiage; formation d'un massif à pierres perdues, puis d'une partie en pierres sèches jusqu'à 0^m60 ou 0^m70 au-dessous du glacis; recépage des pilots, pose des chapeaux et construction de la tablette.

Afin d'éviter la pourriture de la charpente supérieure par les alternatives de sécheresse et d'humidité, on arrête parfois les têtes des pilots à une certaine profondeur sous la tablette; il faut alors former celle-ci de gros libages de 0^m60 à 0^m70 de queue.

Il faut employer le moins de ferrures possible au parement du glacis, car elles sont vite rongées par l'oxydation. On a cherché, pour ce motif, à relier les chapeaux aux pieux par des tenons à queue d'aronde retenus au moyen de clefs (fig. 26).

Pour terminer le massif du barrage, on forme, vers l'amont, un talus en enrochement, et on bat, en aval, des pilots disposés en quinconce, entre lesquels on immerge de gros blocs de pierre, de manière à continuer jusqu'au fond le talus du glacis (fig. 25).

Les anciens barrages de l'Èbre appartiennent aussi à ce deuxième genre de déversoirs. Ils sont construits en pierres perdues et parementés sur toutes leurs faces. Leur épaisseur en crête est de 2^m00; la paroi d'amont est inclinée environ à 45°, et ils se terminent en aval par un talus très-allongé formant glacis (fig. 27).

On peut ranger dans la même catégorie les déversoirs dont les glacis sont convexes, concaves, ou l'un et l'autre (fig. 28).

Ces ouvrages offrent plusieurs inconvénients, qui ne sont nullement compensés par un surcroît de solidité. Ainsi, leur construction et l'appareil des pierres de parement sont à la fois coûteux et difficiles. Les parties convexes présentent aussi une cause de dégradation particulière qui résulte de la forme des claveaux, dont l'épaisseur en queue

est plus petite qu'au parement, et qui, dès lors, sont plus facilement soulevés par les eaux d'infiltration.

Glacis en gradins. — La forme en gradins a pour objet de morceler la chute, et par suite d'en atténuer les effets.

On les construit généralement avec encoffrement en charpente, en limitant à trois le nombre des chutes partielles. L'intérieur est rempli en pierres sèches, en béton ou en maçonnerie (fig. 29).

Les gradins sont revêtus en planchers doubles. Cependant, lorsque les chutes sont faibles, on se contente parfois de parementer la maçonnerie en pierres sèches des gradins et du glacis supérieur.

Conclusions. — Il résulte des considérations précédentes que la ruine des barrages-déversoirs est due aux affouillements. Ceux-ci se produisent pendant les crues, à l'époque où les eaux se déversent au-dessus de la crête, et avant qu'elles aient atteint une hauteur suffisante pour effacer la chute par suite de l'élévation du niveau du bief inférieur.

Quand le glacis du déversoir est long et faiblement incliné vers l'aval, la nappe d'eau n'agit sur le fond que sous un angle très-aigu et à une certaine distance du parement aval du massif. L'affouillement, dans ce cas, est peu profond, mais il a une assez grande étendue, attendu que la nappe déversante, ne perdant guère de vitesse à son entrée dans le bief inférieur, exerce son action sur une plus grande longueur que dans le cas d'une chute brusque.

Dans un cours d'eau dont les variations de niveau sont faibles, on peut donner la préférence aux barrages à parois verticales. En effet, comme la lame déversante agit alors par le choc dans des limites déterminées et peu étendues, on peut, à la rigueur, par un solide arrière-radier, prévenir l'affouillement et l'atterrissement qui sont la suite de la chute. Il n'en est pas de même avec un déversoir en glacis : l'eau, coulant alors sur un talus allongé, va frapper le fond et porter les dépôts à une distance indéterminée et plus considérable.

Mais, ainsi que nous l'avons dit, c'est dans les temps des crues que se produisent les atterrissements dangereux, et que la forme des déversoirs a le plus d'influence sur les mouvements de l'eau. On peut donc conclure de ce qui précède que, dans les rivières à débit variable, les longs glacis inclinés en aval présentent plus de garanties de

stabilité, les affouillements auxquels ils donnent lieu étant éloignés et d'une moindre importance.

En considérant la question au point de vue de la nature du terrain, on voit que, si le fond est formé d'un roc inaffouillable, on peut faire le déversoir en maçonnerie et à parois verticales. Si le terrain, sans être rocheux, ne s'altère qu'à la longue, on peut employer le même genre de construction, sauf à descendre les fondations le plus bas possible, et à jeter par la suite de gros moellons dans l'affouillement qui viendrait à se former.

Dans un terrain de sable, gravier, terre légère ou argile, l'on adoptera de préférence la forme en long glacis, et l'on donnera à la partie supérieure un talus de 4 à 5 vers l'aval. Le corps du barrage sera formé comme nous l'avons indiqué plus haut (fig. 25), et prolongé en aval, sous les basses eaux, par un enrochement composé de très-gros moellons et d'un pilotis en quinconce, et soutenu par une file continue de pilots extérieurs.

DÉPENSE D'EAU PAR UN DÉVERSOIR.

Déversoirs ordinaires.

On appelle déversoir ordinaire, en théorie, celui dont le seuil ou la crête C (fig. 30) s'élève au-dessus du niveau des eaux en aval.

Pour calculer la dépense d'eau Q par un déversoir de ce genre, *Dubuat* a le premier posé la formule connue (1) :

$$Q = mLH\sqrt{2gH}$$

en prenant pour H la hauteur AB de l'eau d'amont au-dessus de la crête F, et en prescrivant d'ajouter « à la charge apparente H la hauteur due à la vitesse de l'eau immédiatement au-dessus du déversoir. » Cette règle a été entendue de diverses manières par les hydrauliciens.

A la suite de quatre expériences, Dubuat a trouvé pour valeur moyenne du coefficient m de la dépense :

$$m = 0,420$$

(1) Première partie (*Hydraulique*), chap. III.

D'Aubuisson a traduit les idées de Dubuat par la formule suivante :

$$Q = mLH\sqrt{2g\left(H + \frac{V^2}{2g}\right)}$$

n'introduisant que sous le radical la hauteur due à la vitesse dans le réservoir, d'après l'hypothèse que LH représente la section d'écoulement, et le radical la vitesse.

En outre, au lieu de prendre la vitesse moyenne U en AE, il suppose que la partie supérieure AB du liquide passe seule au déversoir; que, par suite, la vitesse moyenne sur cette hauteur AB ou H est sensiblement celle de la surface, soit 0,94 V environ. Cette hypothèse est en opposition complète avec les faits.

D'Aubuisson, admettant aussi que $U = 0{,}80\,V$, ou bien $V = 1{,}25\,U$, a posé comme formule générale la relation :

$$Q = mLH\sqrt{2g\left(H + \frac{\overline{1{,}25}^2 U^2}{2g}\right)}$$

négligeant le terme $\frac{\overline{1{,}25}^2 U^2}{2g}$ pour de faibles vitesses en amont.

La formule de l'illustre hydraulicien n'est donc rien moins que rationnelle.

Bidone, adoptant la formule de Dubuat, a pris pour H la différence de niveau entre le seuil C et la hauteur à laquelle l'eau s'élevait dans la branche verticale d'un tube recourbé, dont la branche horizontale était plongée dans le liquide en amont du déversoir et en recevait le choc. Cet ingénieur tenait donc implicitement compte de la vitesse de l'eau dans le réservoir.

Dans ses expériences, Bidone a réalisé successivement les conditions d'une vitesse v en amont presque nulle, en donnant à la masse fluide une section d'écoulement très-petite par rapport à celle du canal, puis celles d'une vitesse sensible, ce qui correspond au cas où la section du seuil C est relativement assez grande.

Il en est arrivé à conclure que les valeurs du coefficient m de la dépense sont presque identiques, soit pour une section LH de la lame déversante égale à $\frac{1}{22}$ de la section L'H' du prisme liquide en amont,

soit pour une section du courant trois fois plus grande environ que celle du déversoir. Ce résultat n'a rien d'étonnant quand on mesure H comme l'a fait Bidone, puisqu'on tient compte ainsi pratiquement de l'action de la vitesse v; mais la conclusion serait évidemment inexacte, si l'on se contentait de représenter H dans la formule de Dubuat par la hauteur AB du liquide un peu au-dessus de l'endroit où il commence à s'infléchir, c'est-à-dire à environ 3 mètres en amont du déversoir.

Bidone a trouvé en moyenne, pour $v = 0$:

$$m = 0{,}403$$

et dans le cas d'une vitesse v sensible :

$$m = 0{,}400$$

Nous avons fait connaître, dans la *Première partie,* les conclusions les plus remarquables des expériences de MM. *Poncelet* et *Lesbros.* Il résulte des observations de ces éminents ingénieurs que, dans le cas où la contraction est complète, c'est-à-dire quand le seuil et les côtés d'un déversoir en minces parois sont assez éloignés du fond et des parois du canal d'amont, le coefficient m n'a pas une valeur constante, mais qu'elle suit une série décroissante continue, sans être progressive, depuis la plus faible charge jusqu'à la plus forte employée; qu'en second lieu, elle a varié de 0,371 à 0,424, dans les limites des expériences faites; la moyenne serait :

$$m = 0{,}405$$

Ce coefficient varie donc avec la charge; cependant, comme d'après d'autres expériences des mêmes auteurs, la contraction latérale a une influence notable, il est plus exact de dire qu'il varie avec le rapport $\frac{H}{L}$; et, les plus fortes valeurs de m correspondant aux plus petites charges, l'influence de la contraction est d'autant plus forte que la charge devient une fraction plus grande de la longueur L du seuil.

La moyenne $m = 0{,}405$ se rapproche beaucoup de celle de Bidone; on pourra donc, dans la pratique, adopter la formule suivante pour les déversoirs en mince paroi :

$$Q = 0{,}405\ LH\sqrt{2gH}$$

pourvu que la section du réservoir soit fort grande par rapport à celle de l'orifice ; ou bien, si la section d'écoulement est relativement grande :

$$Q = 0{,}405\,L\left(H + \frac{U^2}{2g}\right)\sqrt{2g\left(H + \frac{U^2}{2g}\right)}$$

Il paraît cependant, ainsi que nous le verrons plus loin, que la valeur de m dépend aussi de la hauteur S = CD (fig. 30) du barrage.

Quand la contraction est supprimée latéralement, ce qui correspond à un déversoir continu sur toute la largeur du canal d'amont, les tables de MM. Poncelet et Lesbros donnent, pour moyenne :

$$m = 0{,}450$$

D'après eux, l'influence d'une contraction nulle sur le fond est trop peu importante pour en tenir compte, à moins que la charge ne devienne très-forte.

Les diverses expériences faites en commun par MM. Poncelet et Lesbros sont relatives à un déversoir en minces parois, de 0^m20 de largeur L en crête (fig. 31), et tel que le seuil et les côtés soient à des distances respectives de 0^m54 et 1^m74 du fond et des parois du réservoir. La nappe d'eau est censée déboucher librement dans l'atmosphère.

Dans le dispositif adopté, l'on a réalisé la condition des minces parois, en taillant en biseau à 45°, sur les trois faces de l'orifice, la lame en cuivre de 0^m004 et le madrier extérieur de 0^m05 formant barrage.

De nouvelles expériences plus variées et plus étendues ont été faites depuis par M. Lesbros. On peut les classer en groupes d'après les variations de l'appareil, chacun d'eux comprenant un certain nombre de dispositifs particuliers dans les détails.

Si l'on prend pour premier groupe et premier dispositif les observations faites en commun au moyen de l'appareil indiqué figure 31, on trouve successivement les séries suivantes.

Deuxième groupe. — Expériences relatives à l'influence du rapport $\frac{L}{L'}$ des largeurs respectives du déversoir et du canal d'arrivée.

2e dispositif $ab = 0,54$ $ef = 1^m74$ $cD = 0,54$
3e » $ab = ef = cD = 0^m54$
4e » $ab = 0^m02$ $ef = 1^m74$ $cD = 0^m54$
5e » $ab = ef = 0^m02$ $cD = 0^m54$
6e » $ab = ef = 0$
7e » $ab = ef = 0^m02$ et retours à 45° (fig. 32).

Troisième groupe. — Détermination de l'influence de la hauteur $S = cD$ du déversoir.

L'auteur a relevé le fond *mn* en *cd*, dans les dispositifs 1°, 4° et 5°, au moyen d'un plancher de 2^m50 de largeur et de parois longitudinales de 1^m95 (fig. 33). Il a formé ainsi les dispositifs 8°, 9° et 10°.

Dans le tableau suivant, la deuxième colonne correspond au premier groupe; les troisième et quatrième colonnes au deuxième groupe, et les suivantes au troisième.

TABLEAU I

Des valeurs du coefficient *m* pour un déversoir de 0^m20 de largeur versant à l'air libre, les bords étant en biseau, à 45°.

VALEURS de H.	VALEURS DE *m* POUR LES DISPOSITIFS				
	1er G.	5°	6°	8°	10°
0,01	0,424	0,457	0,492	0,384	0,292
0,02	0,417	0,444	0,473	0,402	0,318
0,04	0,407	0,429	0,449	0,411	0,332
0,06	0,401	0,424	0,437	0,410	0,370
0,08	0,397	0,421	0,434	0,409	0,379
0,10	0,395	0,420	0,434	0,408	0,382
0,12	0,394	0,420	0,434	0,408	0,383
0,16	0,393	0,424	0,433	0,407	0,384
0,20	0,390	0,424	0,432	0,405	0,383
0,25	0,379	0,422	0,422	0,404	0,381
0,30	0,371	0,418	0,418	0,403	0,378

Quatrième groupe. — Effets de la variation de longueur des parois du réservoir, entre l'orifice et l'élargissement.

La longueur 1^m95 a été réduite à 0^m264.

La figure 34 correspond au dispositif 11°, et la figure 35 au dispositif 12°; tous deux peuvent être considérés comme des déversoirs de 0^m264 d'épaisseur, isolés du fond et des faces du réservoir, c'est-à-dire à contraction complète.

Cinquième au huitième groupe. — Addition de canaux horizontaux ou légèrement inclinés, de même largeur $L = 0^m20$ que l'orifice.

Ces coursiers ont été ajoutés successivement aux dispositifs 1°, 4°, 5°, 8°, 9° et 10°.

Celui du dispositif 5° avait 2^m50 de longueur et était incliné à 1/10.

Tous les autres avaient 3^m00 de longueur et étaient horizontaux.

Dans les dispositifs 4°, 5°, 9° et 10°, la contraction pouvait être considérée comme supprimée complétement sur les bords où la saillie était de 0^m02 et taillée en biseau.

Les résultats obtenus sont indiqués au tableau suivant, dans lequel les colonnes 1°*bis*, 8°*bis*, 10°*bis*, 5°*bis*, répondent aux variations de la contraction, comme suit :

1°*bis*. Contraction complète sur le seuil et les côtés verticaux.

8°*bis*. Contraction supprimée sur le seuil seulement.

10°*bis*. Contraction supprimée sur le seuil et les côtés verticaux.

5°*bis*. Contraction complète sur le seuil et supprimée sur les côtés verticaux.

TABLEAU II

Des valeurs du coefficient *m* pour des orifices en déversoir *prolongés en dehors par un coursier* horizontal ou peu incliné, de même largeur que l'orifice.

VALEURS de H.	VALEURS DE *m* POUR DES DISPOSITIFS			
	1° *bis.*	8° *bis.*	10° *bis.*	5° *bis.*
0,02	0,196	0,208	0,175	0,395
0,04	0,263	0,251	0,234	0,379
0,06	0,286	0,281	0,276	0,372
0,08	0,297	0,294	0,291	0,371
0,10	0,304	0,302	0,299	0,369
0,12	0,309	0,308	0,306	0,369
0,16	0,316	0,316	0,315	0,367
0,20	0,319	0,323	0,322	0,366
0,30	0,324	0,332	0,332	0,361

Neuvième groupe. — Le déversoir est ouvert dans des parois équarries simplement, sans biseau, et ayant 0^m05 d'épaisseur sur le seuil et les côtés.

Ce groupe comprend les dispositifs 13° et 14°.

13e dispositif $cd = be = 0,02$
14e » $cd = be = 0,60$

Ces expériences permettent de voir l'influence des variations d'épaisseur et de largeur.

Le tableau III correspond au dispositif 14°.

Tableau III

Des valeurs du coefficient m pour un déversoir de 0^m60 de largeur, ouvert dans des parois de 0^m05 d'épaisseur, sans biseau.

H	m	H	m	H	m
0,02	0,421	0,14	0,401	0,40	0,391
0,04	0,416	0,16	0,399	0,50	0,391
0,06	0,412	0,18	0,397	0,60	0,390
0,08	0,409	0,20	0,395	0,80	0,390
0,10	0,406	0,25	0,392	0,90	0,389
0,12	0,403	0,30	0,391	1,00	0,389

Les dispositifs des autres groupes ne présentent guère de résultats intéressants pour la pratique.

Dans toutes ces expériences de M. Lesbros, les hauteurs H des charges ont varié comme suit :

Groupes 1, 2, 3, 4, 5, 6 . . . . . H = 0,03 à 0,20
» 7, 8, 9, 10 . . . . . H = 0,25
» 11, 12 . . . . . H = 0,30
Groupe 13 . . . . . H = 0,08 à 0,60
» 14 . . . . . H = 0,10 à 0,45

Les expériences de M. Lesbros, quoique faites avec une précision remarquable, ne sont pas complétement exemptes d'erreurs.

Ainsi, en mesurant toujours les charges dans le grand réservoir (fig. 32 et 33), vers une section pq, assez éloignée du déversoir pour que le liquide y fût presque stagnant, il a négligé de tenir compte de l'étranglement à l'entrée du petit canal antérieur adjacent au barrage. Il a donc pris pour H des valeurs trop fortes, et l'excès de ces charges

sur celles à adopter atteint son *maximum* dans le dispositif 10° du 3e groupe.

D'après M. *Boileau*, il y a une seconde cause d'erreur : c'est que cet étranglement a eu chaque fois pour effet de rapprocher du déversoir l'origine du remous de dépression, ce qui, d'après lui, tend à élever la hauteur $h = CG$ (fig. 30), donc à causer une augmentation artificielle de la dépense, qu'il faut encore déduire.

Il est bien vrai que la distance de l'origine du remous dépend plus ou moins de la disposition des parois et de la charge d'eau ; ainsi, pour le dispositif 10° et pour ceux du 10e groupe, elle a varié de 1 mètre à 1^m50 selon la charge. Mais il n'est pas prouvé qu'il y ait lieu de faire la correction par une diminution du coefficient de la dépense ; il semblerait même, d'après les résultats du 11e groupe, que l'on dût opérer en sens inverse. En effet, cette distance diminuant avec la charge, il se trouve que les coefficients ont diminué aussi au lieu de donner une augmentation de dépense à mesure que la distance diminuait.

Du reste, si l'on cherche par le calcul les charges d'après le point le plus haut du remous, en tenant compte de la vitesse acquise, on trouve que la cause d'erreur en question n'a qu'une influence négligeable pour toutes les charges qui ne dépassent pas 0^m16, sauf cependant dans les dispositifs 9° et 8°, où elle peut avoir de l'action sur de petites valeurs de H, attendu qu'il y a là, à l'origine du canal, un orifice en déversoir dont l'influence sur la contraction est d'autant plus forte que la charge est plus faible. C'est ce qui explique les anomalies des premiers coefficients des tables de ces dispositifs par rapport aux coefficients des précédentes.

Des expériences précédentes, M. Lesbros a cru pouvoir tirer les conclusions suivantes :

1° *Influence de la hauteur* $cD = S$ (fig. 31) *du déversoir*.

Elle est nulle pour $S = 0^m25$ à 0^m54 ; en dessous de $S = 0^m25$ les valeurs du coefficient m de la dépense décroissent avec cD.

Cette conclusion n'est pas tout à fait exacte. En effet, si l'on cherche par le calcul, comme il vient d'être dit, les coefficients du dispositif 10°, on trouve que la dépense est plus forte lorsque, la contraction étant supprimée sur les côtés ou à peu près, on réduit de

0^m54 à zéro la distance cD, c'est-à-dire lorsqu'on détruit ainsi la contraction sur la base.

Ainsi que nous le verrons plus loin, l'action de S, d'après M. Boileau (1) se borne à faire varier m de 2/100 entre les limites $S = 0^m20$ et $S = 1^m10$, le *maximum* correspondant environ à $S = 0,90$.

2° *Influence de la longueur* L *en crête.*

M. Lesbros n'a posé, sur l'effet du rapport $\frac{be}{pq}$ (fig. 32) ou $\frac{L}{L'}$, que des règles provisoires qui diffèrent peu de celles de d'Aubuisson.

Ainsi, pour $be < \frac{1}{10} pq$, le coefficient m est resté constant au-dessus de be ou $L = 0^m08$; en dessous de cette valeur de L, le coefficient a varié avec la longueur absolue L.

Pour $L = L'$, et le déversoir étant toujours en minces parois, la valeur de m a été égale à 0,443, ce qui se rapproche beaucoup du coefficient 0,450 admis généralement.

3° *Influence de la charge* H.

Suivant d'Aubuisson, la hauteur H ne doit pas excéder $\frac{S}{3}$, sinon la vitesse d'arrivée de l'eau augmente le débit.

Il résulte des expériences de M. Lesbros, que les variations de la charge ont bien plus d'importance que d'Aubuisson ne l'avait supposé. Ainsi, dans le premier dispositif, où la contraction est complète, les coefficients ont varié de 1/40, entre des charges $H = 0^m06$ et $H = 0^m20$, et non de 1/100 comme l'admettait d'Aubuisson.

D'après M. Boileau, les valeurs de m varient en raison directe de H, et leurs valeurs extrêmes sont : $m = 0,400$ et $m = 0,450$.

Les tableaux de M. Lesbros donnent les valeurs du coefficient m à appliquer à la formule de Dubuat :

$$Q = mLH\sqrt{2gH}$$

dans laquelle H est mesurée au delà de l'origine A du remous de dépression AG (fig. 30), c'est-à-dire à une distance de 2^m80 à 3^m00 en amont du déversoir.

(1) Boileau, *Traité de la mesure des eaux courantes*, 1854.

L'auteur ajoute que, si le liquide du canal d'alimentation a une vitesse sensible U à son arrivée près du barrage, il faut remplacer H par $H + \frac{U^2}{2g}$ dans la formule précédente ; d'où :

$$Q = mL\left(H + \frac{U^2}{2g}\right)\sqrt{2g\left(H + \frac{U^2}{2g}\right)}$$

D'après des expériences exécutées par M. *Castel,* sur deux canaux de 0^m74 et 0^m36 de largeur, le seuil du déversoir étant à 0^m17 au-dessus du fond du canal, il résulte que, dans la pratique, et pour des orifices en minces parois, on peut faire :

$$m = 0{,}400$$

quand la largeur L du déversoir varie de 1/5 de celle du canal jusqu'à la valeur absolue 0^m05.

M. le capitaine d'artillerie, Boileau, a exécuté à Metz, de 1845 à 1853, un grand nombre d'expériences sur des déversoirs de même largeur que le canal d'arrivée, et de direction normale à ce canal.

Les barrages, formés de madriers, étant à parois verticales, et le seuil incliné à 45°, de manière à former arête vive en amont, ce qui constitue un *barrage type,* si l'on représente les débits par la formule de Dubuat, le coefficient *m* prend les valeurs du tableau suivant; la *nappe* est censée *libre,* c'est-à-dire détachée complétement du barrage du côté d'aval et tombant librement dans l'air.

Tableau IV

Des valeurs du coefficient *m*, d'après M. Boileau, pour un déversoir de même largeur L que le canal d'arrivée ; L = L'.

VALEURS de H.	VALEURS DE *m* POUR DES HAUTEURS S, AU-DESSUS DU FOND EN AMONT, DE					
	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,04	0,408	0,402	0,404	0,413	0,425	0,418
0,05	0,409	0,399	0,398	0,409	0,423	0,416
0,06	0,404	0,398	0,400	0,410	0,422	0,416
0,08	0,405	0,399	0,401	0,411	0,422	0,416
0,10	0,418	0,410	0,409	0,413	0,419	0,416
0,12	0,421	0,411	0,409	0,412	0,420	0,419
0,14	0,424	0,413	0,408	0,410	0,422	0,424
0,16	0,430	0,418	0,408	0,410	0,426	0,425
0,20	0,436	0,431	0,427	0,428	0,430	0,426
0,24	»	0,435	0,434	0,437	0,434	0,429
0,28	»	0,437	0,439	0,441	0,440	0,434
0,32	»	»	»	0,445	0,445	0,442
0,36	»	»	»	0,440	0,443	0,437
0,40	»	»	»	0,443	0,440	0,432
0,46	»	»	»	0,449	0,444	0,436

Si, dans le barrage type précédent, la nappe, au lieu de tomber librement dans l'air sous forme de veine parabolique, est *noyée en dessous*, c'est-à-dire si, par l'effet du niveau de l'eau dans le bief inférieur, le *remous* qui se forme à l'aval, entre le barrage et la nappe liquide, s'élève jusqu'à la crête C, le coefficient *m* prend des valeurs plus grandes que celles du tableau précédent.

Ainsi, d'après les expériences de M. Boileau, il arrive que, contrairement à ce que l'on serait disposé à admettre, un même barrage débite, sous une même charge H, un volume d'eau plus grand quand il est noyé *en-dessous* que quand la nappe coule librement.

En représentant par z la hauteur de la crête du déversoir continu au-dessus du niveau de l'eau dans le bief inférieur, et par H la charge à laquelle la nappe commence à être noyée, l'on aurait respectivement, suivant M. Boileau :

$z =$	0^m200	0^m250	0^m300	0^m350	0^m400	0^m450	0^m500	0^m600
$H =$	0^m070	0^m095	0^m115	0^m135	0^m155	0^m180	0^m200	0^m280

A l'exemple de Bidone, le capitaine Boileau, dans toutes ses expériences, a mesuré les valeurs de H en plaçant verticalement un tube en verre, droit et de 5 à 6 millimètres de diamètre intérieur, de manière que son extrémité inférieure s'appliquât contre la paroi amont du barrage.

L'auteur a pris pour H les hauteurs auxquelles l'eau s'est élevée dans ce tube, après en avoir déduit l'excès dû à la capillarité, que l'on peut représenter par $\frac{29,8}{d}$, expression qui donne l'erreur en millimètres quand on y remplace le diamètre intérieur d par sa valeur exprimée de la même façon.

Quand la largeur L est faible, une deuxième correction à faire porte sur la diminution que le tube, mis en place pendant l'expérience, fait subir à cette largeur. M. Boileau a reconnu que cette correction est constante pour un même tube et qu'elle est de 0^m021 ou 0^m013 selon que le diamètre extérieur du tube est de 0^m015 ou 0^m010.

Par cette manière de mesurer H, l'auteur tient compte implicitement de la charge $h' = \frac{U^2}{2g}$ due à la vitesse d'arrivée et de l'action des circonstances locales inhérentes aux appareils qu'il a disposés, circonstances que l'on ne saurait apprécier lorsqu'on mesure la hauteur AB (fig. 30) directement, suivant la méthode ordinaire.

Généralement l'eau s'élèvera dans le tube à un niveau supérieur à celui du point A, origine du remous de dépression ; cependant le contraire pourra aussi se présenter, pour de faibles vitesses. Dans tous

les cas, la hauteur obtenue par le tube sera inférieure à la somme des hauteurs AB = H et $h' = \frac{U^2}{2g}$, attendu que le niveau de l'eau dans un tube analogue à celui de Pitot reste toujours inférieur au niveau apparent du liquide extérieur d'une quantité proportionnelle au carré de la vitesse du filet fluide qui passe sous ce tube. C'est à tort que M. Boileau a attribué cet effet au frottement de l'eau sur le fond.

Quoi qu'il en soit, il est fâcheux que cette façon d'opérer empêche d'appliquer les coefficients de M. Boileau d'une manière rigoureuse aux formules ordinaires et aux méthodes usitées. Le but de l'auteur a été de fournir à la pratique un moyen facile de mesurer directement la charge réelle et globale dont il faut tenir compte, sans devoir mesurer et calculer ce qui se rapporte à la recherche de U.

Il est généralement prouvé que la présence d'un déversoir ne modifie les grandeurs respectives et les directions des vitesses que jusqu'à 2^m80 au plus en amont. En ce point A les filets liquides, qui étaient divergents, reprennent leur parallélisme; près du barrage, ceux de la surface décrivent des courbes paraboliques, tandis que les filets inférieurs suivent des branches d'hyperbole, dont celle du fond, tangente au lit et au parement amont du déversoir, laisse entre elle et ce parement un angle mort dans lequel le liquide ne fait que tourner sur lui-même par un tourbillon à axe horizontal. C'est dans cet espace mort que M. Boileau plonge son tube, afin d'y avoir un niveau constant, le tourbillon ne produisant que de légères oscillations dans ce niveau ; l'auteur parvient même à les éviter en partie en remplaçant l'emploi du tube de Pitot par celui d'un tube cylindrique droit, fermé à sa partie inférieure et muni, vers cette extrémité, d'une petite ouverture latérale.

Nous avons vu que les formules de Dubuat et de Lesbros ne tiennent pas compte de l'influence de la hauteur S du barrage au-dessus du fond. M. Boileau a conclu de ses expériences la formule suivante, pour L = L′ et une arête mince vers l'amont :

$$Q = LH\sqrt{\frac{2g(H-h)}{1-\left(\frac{1}{1+\frac{H}{S}}\right)^2}}$$

adoptant, dit-il, l'hypothèse de Dubuat, c'est-à-dire, considérant le déversoir comme un orifice de largeur L et de hauteur H, et prenant pour hauteur génératrice de la vitesse, la chute superficielle mesurée jusqu'au seuil du déversoir, en ayant soin d'y introduire un terme destiné à tenir compte de la variation des forces vives résultant du mouvement varié du remous de dépression.

M. Boileau admet que sa formule donne des résultats un peu trop faibles pour les petites charges, et un peu trop forts pour les grandes, de sorte qu'il y aurait, pour le débit exact, un point intermédiaire qui, dans les déversoirs noyés, correspondrait, paraît-il, à une pression du remous d'aval égale à la pression atmosphérique.

L'hypothèse qui consiste à comparer un déversoir à un orifice de hauteur H, et à n'introduire $\frac{U^2}{2g}$ que sous le radical, est contraire à la réalité et à la nature même des faits tels qu'ils résultent des expériences mêmes de M. Boileau. Au reste, il faut remarquer que, pour ses propres observations, ce savant lui-même donne à la charge H une valeur commune aux deux termes LH et $\sqrt{2gH}$, quoique différente de leur valeur apparente, en se bornant à retrancher de la charge, tant en dedans qu'en dehors du radical, une fraction qu'il attribue à la résistance du lit depuis l'origine A de la nappe jusqu'au déversoir.

Lorsque deux sections d'un courant régulier, c'est-à-dire dont le mouvement est uniforme, sont assez voisines pour qu'on puisse négliger la résistance du lit, on admet que leur différence de niveau est égale à :

$$\alpha' \left(\frac{U^2}{2g} - \frac{U'^2}{2g} \right)$$

U et U' représentant les vitesses moyennes et α' un coefficient, constant pour le mouvement uniforme et un peu supérieur à l'unité (1), destiné à tenir compte de la différence de vitesse des filets liquides.

La présence d'un barrage modifiant la régularité du mouvement, il doit en résulter une variation du rapport $\frac{U}{V}$, et par conséquent de α',

(1) *Première partie.* (*Hydraulique.*) Pag. 246 et 247.

conformément aux conclusions de la théorie que nous avons exposée dans notre *Première partie*.

M. Boileau constate, en effet, que, dans toute section du courant, vers l'origine de la nappe d'un déversoir, les vitesses sont parallèles et que la présence du barrage fait *augmenter* le rapport $\frac{U}{V}$; ainsi, par exemple, ce rapport serait égal à 0,91, lorsque le déversoir ayant même largeur que le canal, sa hauteur S n'est inférieure que de 1/5 à celle de la section du canal, soit : S ou CD $= \frac{4}{5}$ EA (fig. 30).

A l'origine A de la nappe, la section entière EA d'un courant de vitesse moyenne U et d'une hauteur H + S, est donc équivalente, si on néglige le coefficient α' comme peu différent de l'unité, à une section de vitesse nulle et d'une hauteur $\left(H + S + \frac{U^2}{2g}\right)$ qui occuperait la même position que la première et qui pourrait produire celle-ci par une chute égale à $\frac{U^2}{2g}$.

Le capitaine Boileau fait observer qu'en assimilant l'écoulement à celui qui aurait lieu à partir du repos, on commet une erreur de physique analogue à celle qui consisterait à admettre qu'à vitesses égales, le mouvement d'un corps solide dans une masse fluide en repos développe les mêmes quantités d'action que le mouvement inverse. Cependant, il admet lui-même l'assimilation de l'écoulement pour le cas d'orifices fermés (1), et reconnaît qu'il faut alors ajouter à la charge statique la hauteur due à la vitesse. Dès lors, rien n'empêche de l'appliquer aux déversoirs, et d'introduire la charge $h' = \frac{U^2}{2g}$ dans le premier terme LH de la formule tout aussi bien que sous le radical.

Il peut arriver que l'on n'ait pas à sa disposition les moyens de nivellement nécessaires pour déterminer directement H. Comme il est toujours facile de mesurer CG $= h$ (fig. 30) ou l'épaisseur de la nappe d'eau sur le seuil, la plupart des hydrauliciens ont cherché la relation qui pourrait relier entre elles ces deux quantités, c'est-à-dire les rap-

(1) *Traité sur la mesure des eaux courantes*, pag. 215.

ports $\frac{H}{h}$ ou $\frac{H-h}{H}$, que nous avons représentés par $\frac{H}{H'}$ et par $\frac{H-H'}{H}$ dans notre *Première partie*.

A la suite d'expériences faites sur de petits déversoirs en planches, Dubuat admit, pour ces rapports, une valeur constante, soit :

$$\frac{H}{h} = 2 \quad \text{ou bien} \quad \frac{h}{H} = 0{,}50 \; .$$

$$\frac{H-h}{H} = 0{,}50$$

D'après Eytelwein, ils se rapprocheraient d'autant plus de l'unité, que le déversoir serait plus étroit et la charge plus forte.

Navier est arrivé par le calcul à poser :

$$\frac{H}{h} = 1{,}38 \quad \text{et} \quad \frac{H-h}{H} = 0{,}275$$

A la suite de mesures directes, Robisson trouva :

$$\frac{H}{h} = \frac{7}{5} = 1{,}40 \quad \text{et} \quad \frac{H-h}{H} = 0{,}286$$

D'après quelques observations faites sur de larges barrages, d'Aubuisson admit d'abord cette dernière relation ; mais d'autres expériences vinrent lui démontrer que les rapports $\frac{H}{h}$ et $\frac{H-h}{H}$ sont variables, et qu'ils croissent en raison directe du rapport $\frac{L}{L'}$.

MM. Poncelet et Lesbros ont reconnu en outre que h croît avec la charge H. Comparant leurs observations aux résultats des mesures prises par Bidone et Eytelwein, ils ont établi la relation suivante entre h et H, pour tous les cas où $\frac{L}{L'}$ est inférieur à 0,40, c'est-à-dire pour ceux où la largeur L' du canal d'arrivée est au moins trois fois celle du déversoir :

$$H = h + 0{,}0009 + \sqrt{Kh + 0{,}00000081}$$

dans laquelle :

$$K = 0{,}0000196 \left[19 + \left(\frac{100\,L}{L'} - 15{,}50 \right)^2 \right]$$

Ou bien, en exprimant le tout en millimètres :

$$H = h + 0{,}90 + \sqrt{Kh + 0{,}81}$$

$$K = 0{,}0196\left[19 + \left(100\,\frac{L}{L'} - 15{,}50\right)^2\right]$$

Les expériences de M. Boileau, que nous rapportons au tableau V, confirment la conclusion de MM. Poncelet et Lesbros; elles tendent aussi à prouver que $\frac{H}{h}$ décroît en raison directe de la hauteur du barrage.

La moyenne, pour des nappes libres, a été $\frac{H-h}{H} = 0{,}17$ environ, entre des limites de H s'élevant à 0^m03 et 0^m436.

La mesure directe de h n'offre aucune difficulté ; voici comment on opère.

A une traverse solide allant d'une rive à l'autre, au-dessus de la crête du barrage et hors de l'eau, on fixe une première règle dans une position bien verticale. Contre cette règle, on en fait glisser une seconde jusqu'à ce que l'extrémité de cette dernière, armée d'une pointe, repose sur l'arête du barrage sans y pénétrer ; on la ramène complétement hors de l'eau, puis on la fait descendre jusqu'à ce que la pointe affleure la nappe fluide.

Les deux positions prises par la règle mobile contre la règle fixe verticale indiquent la valeur de h.

Tableau V

Des valeurs du rapport $\frac{H}{h}$ obtenues par M. Boileau pour des déversoirs à nappes libres, tels que L = L′, et en minces parois.

VALEURS de H.	VALEURS DE $\frac{H}{h}$ POUR DES HAUTEURS S DE BARRAGES DE			
	0m262	0m420	0m518	0m918
0,03	1,339	»	1,285	»
0,05	1,260	1,285	1,228	»
0,08	1,216	1,223	1,200	»
0,10	1,210	1,217	1,199	»
0,14	1,202	1,206	»	»
0,20	1,192	1,191	»	»
0,25	1,186	»	»	»
0,30	1,184	»	»	»
0,35	1,182	»	»	»
0,063	»	»	»	1,200
0,081	»	»	»	1,191
0,121	»	»	»	1,186
0,163	»	»	»	1,181
0,218	»	»	»	1,175
0,247	»	»	»	1,173
0,261	»	»	»	1,175
0,331	»	»	»	1,177
0,370	»	»	»	1,182
0,436	»	»	»	1,185

Les valeurs de H, divisées par celles du rapport correspondant $\frac{H}{h}$, donneront les hauteurs h. Si, au contraire, h est déterminée, l'on obtient assez rapidement la valeur de H qui lui correspond.

Supposons, par exemple, que $h = 0^m13$ et $S = 0^m262$. D'après l'inspection du tableau précédent, il y a lieu de croire que le rapport $\frac{H}{h}$ se rapproche de 1,202 Adoptant d'abord cette valeur, on aura :

$$H = 0,13 \times 1,202 = 0^m15626$$

Cette valeur de H correspond sensiblement au rapport :

$$\frac{H}{h} = 1,202 - \left(1,202 - 1,199\right) \cdot \frac{0,15626 - 0,14}{0,16 - 014} = 1,199561$$

et il en résulte :

$$H = 0,13 \times 1,199561 = 0,15594293$$

que l'on pourra prendre pour valeur définitive. On voit que cette correction de H est peu importante, et qu'on pourra généralement la négliger dans la pratique.

Le tableau V montre que, dans les déversoirs continus où $L = L'$, le rapport $\frac{H}{h}$ est presque constant et s'écarte peu de 1,20 soit 6/5, lorsque H varie entre les limites 0^m08 et 0^m35. On admettait, pour ce genre de déversoirs, $\frac{H}{h} = 1,25$ soit 5/4 ; et $\frac{H}{h} = 1,178$ quand le rapport $\frac{L}{L'}$ était égal à 4/5.

DÉVERSOIRS INCOMPLETS.

On appelle *déversoir noyé* ou *incomplet,* celui dont la crête se trouve *au-dessous* du niveau de l'eau en aval. Un déversoir ordinaire peut donc, dans certains cas, se trouver dans la catégorie en question.

Si l'on représente par h' l'épaisseur C'G' (fig. 36) de la nappe, au-dessus de la crête C, en ayant soin de mesurer à l'endroit le plus bas,

la formule pratique qui donne la dépense par un déversoir noyé peut être représentée, d'après Dubuat, par la relation :

$$Q = m'LH\sqrt{2g\left(H-h'\right)} \quad \text{ou bien} \quad m'LH^{5/2}\sqrt{2g\,\frac{H-h'}{H}}$$

A la suite d'une seule expérience sur un déversoir continu, cet ingénieur a donné à m' la valeur 0,519.

Dans la même hypothèse de $L = L'$, d'Aubuisson a adopté pour $m\sqrt{2g}$, la valeur 1,92 qui correspond à $m' = 0{,}433$. Ce résultat est trop peu élevé; d'ailleurs, la formule de d'Aubuisson n'a été vérifiée par aucune expérience; et elle laisse aussi beaucoup à désirer au point de vue de la théorie.

M. Lesbros a essayé en déversoirs noyés les 5e, 6e, 7e, 8e, 11e et 12e groupes. Le 12e seul a été l'objet d'expériences étendues et concluantes; les charges ont varié de 0m0114 à 1m66 et les chutes de 0m027 à 0m135.

Les variations de m' n'ont pas suivi de loi régulière. Cependant l'on obtient une certaine régularité, lorsque, dans la formule précédente on ordonne le coefficient par rapport à $\frac{H-h'}{H}$.

Si l'on suppose une contraction complète et L différent de L', on obtient, d'après le tableau suivant, des valeurs de m' qui varient de 0,500 à 0,600 entre certaines limites du rapport $\frac{H-h'}{H}$.

TABLEAU VI

Des valeurs de m', obtenues par M. Lesbros, pour des déversoirs incomplets, tels que L soit différent de L', et en minces parois.

VALEURS de $\frac{H-h'}{H}$	VALEURS de m'	VALEURS de $\frac{H\ \ h'}{H}$	VALEURS de m'
0,003	0,363	0,050	0,522
0,005	0,496	0,060	0,519
0,007	0,597	0,080	0,517
0,009	0,600	0,100	0,516
0,015	0,580	0,150	0,512
0,020	0,570	0,200	0,507
0,025	0,557	0,300	0,497
0,030	0,546	0,400	0,487
0,040	0,531	0,500	0,474

M. Boileau a fait deux séries d'observations sur les déversoirs incomplets, au moyen d'un appareil en minces parois (fig. 31, élévation). Dans l'une, la hauteur S = cD du seuil au-dessus du fond était de 0^m04; dans l'autre elle était nulle; la contraction était donc ici supprimée par-dessous.

Dans les deux séries, la largeur L = cd n'a varié que de 0^m06 à 0^m07; les charges H et h ont été mesurées encore au moyen du tube vertical décrit.

A la suite de ces expériences, M. Boileau a conclu la formule :

$$Q = m'LH\sqrt{\frac{2g(H-h)}{1-\frac{LH}{L(H+S)}}}$$

dans laquelle on supprime h si elle a une valeur négative ou nulle.

Le rapport $\frac{L}{L'}$ étant resté en dessous de 0^m04 dans toutes les expériences, le dénominateur sous le radical se rapprochait assez de l'unité pour que la formule prît la forme ordinaire :

$$Q = m'LH\sqrt{2g(H-h)}$$

Dans la première série, les charges H ont varié de 0^m256 à 0^m5925; et dans la seconde, de 0^m274 à 0^m620. Dans le cas de $S = 0^m04$, c'est-à-dire d'une contraction complète, le rapport $\frac{H-h}{H}$ a été sensiblement constant et égal à 0,97. Notons bien que h' ne représente pas CG (fig. 36), mais C'G'.

M. Boileau a trouvé que la loi des coefficients est exprimée, dans le premier cas, par la relation :

$$m' = 0,396 + 0,0252\,H$$

et, dans le second, par :

$$m' = 0,414 + 0,0252\,H$$

de sorte que la suppression de la contraction sur le seuil n'aurait d'autre effet que d'augmenter les coefficients d'une quantité constante. Cette remarque est très-importante si l'on considère le cas en question comme celui d'un simple étranglement.

D'après une expérience se rapportant à la première série, dans laquelle L avait été portée à 0^m24 et $\frac{L}{L'}$ à $\frac{1}{6}$, et considérant d'ailleurs qu'aucune circonstance ne paraît s'opposer à ce que, dans le cas de contraction complète sur les côtés, les coefficients ne soient, comme pour les déversoirs ordinaires, indépendants de la largeur absolue, le capitaine Boileau est disposé à croire que les résultats précédents peuvent être appliqués dans des limites assez étendues.

DÉVERSOIRS OBLIQUES OU EN CHEVRONS.

Suivant M. Boileau, lorsque le barrage est oblique, on calculera le débit Q d'un même barrage d'égale longueur qui serait normal au canal, et on multipliera le résultat par 0,942 ou 0,911, selon que

l'obliquité sera de 45° ou de 65°. L'on aura donc, pour la dépense Q' du déversoir oblique, l'une des relations :

$$Q' = 0{,}942\ Q \quad \text{à } 45°$$
$$Q' = 0{,}911\ Q \quad \text{à } 65°$$

Des observations du même auteur, il résulte que le débit d'un barrage en chevrons est celui d'un même barrage droit également incliné par rapport au canal d'arrivée, et dont la longueur serait égale à la somme des longueurs des ailes du chevron, augmentée de la moitié de la projection de la corde de l'arrondissement du saillant sur un plan perpendiculaire à l'axe du canal.

FORMULES PRATIQUES.

Les considérations que nous venons de développer permettent d'adopter, pour les déversoirs à nappes libres, les formules pratiques suivantes :

1° Contraction complète; L différent de L'; déversoir type en minces parois ou en biseau.

$$Q = 0{,}400\ LH\sqrt{2gH}$$

ou bien, donner à *m* la valeur qui lui convient d'après la colonne 1er G, du tableau I.

2° Même cas, mais avec l'hypothèse L = L'.

$$Q = 0{,}435\ LH\sqrt{2gH}$$

ou bien, donner à *m* la valeur qui lui convient d'après la colonne 6° du tableau I.

3° Barrages à poutrelles, sans biseau; contraction complète, et L différent de L'.

$$Q = 0{,}400\ LH\sqrt{2gH} \quad \text{pour } H < 0^m20$$
$$Q = 0{,}390\ LH\sqrt{2gH} \quad \text{pour } H > 0^m20$$

ou bien, avoir recours au tableau III.

4° Barrages en maçonnerie, à parois verticales ou en long glacis; L étant différent de L'; contraction complète.

$$Q = 0{,}310\ LH\sqrt{2gH} \quad \text{pour } H < 0^m20$$
$$Q = 0{,}320\ LH\sqrt{2gH} \quad \text{pour } H > 0^m20$$

5° Mêmes barrages, mais continus ; L = L'.

$$Q = 0{,}370\ LH\sqrt{2gH}$$

Ces formules 4° et 5° correspondent aux colonnes 1°*bis* et 5°*bis* du tableau II.

6° Déversoirs noyés. M. Lesbros a adopté, comme M. Dubuat, la formule :

$$Q = m'LH\sqrt{2g(H-h)}$$

que l'on peut mettre sous la forme :

$$Q = m'LH^{5/2}\sqrt{2g\,\frac{H-h'}{H}}$$

D'après les résultats indiqués au tableau VI, on pourra prendre pour m' les valeurs moyennes :

$$m' = 0{,}580 \quad \text{de } \frac{H-h'}{H} = 0{,}010 \quad \text{à } \frac{H-h'}{H} = 0{,}020$$

$$m' = 0{,}560 \quad \text{de } \frac{H-h'}{H} = 0{,}020 \quad \text{à } \frac{H-h'}{H} = 0{,}030$$

$$m' = 0{,}530 \quad \text{de } \frac{H-h'}{H} = 0{,}030 \quad \text{à } \frac{H-h'}{H} = 0{,}060$$

$$m' = 0{,}510 \quad \text{de } \frac{H-h'}{H} = 0{,}060 \quad \text{à } \frac{H-h'}{H} = 0{,}200$$

$$m' = 0{,}490 \quad \text{de } \frac{H-h'}{H} = 0{,}200 \quad \text{à } \frac{H-h'}{H} = 0{,}500$$

APPLICATION MILITAIRE.

Déversoir de Dieat.

Ce déversoir est en maçonnerie et à parois verticales. Il est établi entre les nouveaux lits du Zwarte-beek et du Démer.

Les fondations se composent d'un pilotis avec grillage et plancher. L'ouvrage est protégé contre les affouillements, du côté du Démer, par une file de palplanches jointives (fig. 37), battues contre la longrine extérieure formant ventrière. En aval, le sol est défendu par un faux radier en fascinage, de 0m04 de pente, qui règne sur toute la largeur du lit et qui s'étend sur une longueur de 15 mètres.

La base du déversoir est établie à la cote (3,80); elle a 15 mètres de longueur sur 2m80 de largeur. La maçonnerie s'élève verticalement jusqu'à la cote (7,65) en amont et (7,25) en aval. A partir de cette dernière cote, la face longitudinale du côté du Zwarte-beek, sur une longueur intermédiaire de 11 mètres, fait un talus de 0m40 de hauteur et de 0m80 de base, de sorte que la maçonnerie n'a plus, sur cette longueur, que 2 mètres d'épaisseur à la cote (7,65).

Sur le massif précédent s'élèvent quatre piles, laissant entre elles trois passages de trois mètres de largeur chacun. Les deux piles extrêmes s'étendent sur toute la largeur du massif; elles s'élèvent jusqu'à la cote (9,50) et leur épaisseur est de deux mètres. Les deux piles intermédiaires n'ont qu'un mètre d'épaisseur et autant de hauteur.

Au milieu de la longueur des petites piles, il a été ménagé, dans les joues des passages, des rainures de 0m15 de largeur et de profondeur, pour barrages à poutrelles. Une rainure analogue, mais de 0m10 seulement de profondeur, est entaillée dans le parement de chaque passage.

Les maçonneries sont en briques et mortier éminemment hydraulique jusqu'à la cote (7,50). Au-dessus, elles sont en pierre de taille et mortier moyennement hydraulique.

Les pierres de couronnement sont scellées entre elles par 42 agrafes en fer.

Le chapeau qui couvre la première file longitudinale de pilots, du côté d'amont, est prolongé de 3m50 à gauche et à droite du massif en maçonnerie. Ces prolongements servent de ventrières à deux files de palplanches, formant palissades sur 3 mètres de hauteur au-dessus du chapeau.

CHAPITRE SIXIÈME.

DÉVERSOIRS A PERTUIS.

DISCUSSION RAISONNÉE.

Dans les déversoirs pleins que nous venons d'examiner, la crête du barrage étant fixe, il est impossible, soit de maintenir la retenue à un niveau constant, malgré les variations de l'amont, ou de le modifier à volonté, soit d'augmenter d'une manière notable le débouché des eaux à l'époque des grandes crues, et de prévenir ainsi les inondations.

Afin de réaliser ces deux avantages, on ménage d'ordinaire, dans le massif, des pertuis dont on peut faire varier la section d'écoulement, au moyen de barrages mobiles, composés d'une série de poutrelles horizontales ou verticales, et dont les appareils de manœuvre sont établis sur des parties insubmersibles du barrage.

Dans certains cours d'eaux exposés à des crues subites, il pourrait se produire des dégâts considérables par la moindre négligence d'un éclusier ou barragiste qui n'aurait pas soin d'ouvrir à temps les retenues. On prévient ce danger par l'emploi de fermetures *automobiles,* disposées de façon que l'ouverture augmente avec la pression de l'eau. Telles sont les vannes à axe horizontal fixé à demeure dans les bajoyers des pertuis, ou faisant corps avec une fermette mobile et pouvant s'abattre avec elle sur le radier, ainsi que nous le verrons au chapitre VII. A ce genre de fermeture appartiennent aussi les vannes autorégulatrices de M. *Chaubart,* que nous avons citées dans la *Pre-*

mière partie, et qui ont pour but, soit d'obtenir dans un bief un niveau constant malgré une alimentation variable, soit le résultat inverse, c'est-à-dire de débiter un volume liquide constant par un pertuis rectangulaire qui donne passage aux eaux d'une retenue dont le niveau varie.

Le cours d'une rivière étant interrompu par les barrages, l'on a employé successivement les dispositions suivantes pour permettre aux bateaux de passer d'un bief dans l'autre : 1° les pertuis de navigation ; 2° les écluses; 3° les barrages-déversoirs à passe navigable.

Le système de navigation artificielle à l'aide de pertuis est le plus ancien et le seul qui existe encore aujourd'hui sur un grand nombre de rivières. Il consiste à ménager dans les barrages un certain nombre d'ouvertures, dites *pertuis de navigation,* munies de fermetures mobiles qui permettent de livrer passage momentanément aux *rames* ou convois de bateaux.

Outre ces pertuis, on dispose dans le barrage d'autres ouvertures pourvues aussi de cloisons mobiles et destinées à régler l'étiage. La disposition de ces dernières et leur système de fermeture ne sont évidemment pas soumis aux conditions exigées pour les pertuis de navigation, dont le seuil doit être au niveau du fond, et dont la manœuvre ne doit produire aucun obstacle ni aucune gêne dans la traversée des bateaux.

Les massifs des barrages à pertuis sont insubmersibles puisqu'ils portent les appareils de manœuvre; par conséquent, l'ensemble des diverses ouvertures doit présenter une surface plus grande que la section ordinaire du cours d'eau, afin de permettre l'évacuation rapide des fortes crues ; le barrage doit donc être établi dans un élargissement de la rivière.

Quand les barrages sont trop espacés pour que les hauteurs mB, m'B', m''B'' (fig. 20) satisfassent au tirant d'eau des bateaux, on obtient une navigation *intermittente* par le procédé suivant.

Après avoir accumulé un volume d'eau considérable en amont du barrage supérieur, mB, près duquel se forme la rame qui s'apprête à descendre, l'on ouvre les pertuis de mB, et l'on forme ainsi dans le bief suivant mA' une crue artificielle qui, pendant quelque temps, surélève successivement le niveau de celui-ci au fur et à mesure que

le bond d'eau s'avance. Les bateaux profitent de cette crue artificielle, dite *lâchure* ou *éclusée*, et, emportés par elle, ils traversent le barrage ainsi que la partie basse du bief d'aval pour aller former une nouvelle rame au barrage suivant. Ce système entraîne avec lui des intermittences et des retards dans la navigation; il est favorable au commerce en descente; mais en remonte, les bateaux doivent être à vide afin de diminuer leur tirant d'eau.

Il y a quelques années, la navigation par éclusées s'exécutait de la manière suivante sur le haut Escaut belge. L'eau était accumulée en amont de l'écluse d'Antoing, où se forme la rame des bateaux qui viennent du canal de Pommerœul et de l'Escaut français, et qui sont en destination des Flandres, du Brabant, d'Anvers et de la Hollande. A l'aide de lâchures, le bond d'eau emportait la rame successivement de bief en bief jusqu'à Gand. Mais, comme la longueur du bief supérieur ou d'alimentation, entre Antoing et Condé d'abord et plus tard entre Antoing et Rodignies, était de beaucoup inférieure à celle des deux biefs de Tournai à Audenarde et d'Audenarde à Gand, il arrivait dans les sècheresses que le bond d'eau, s'étendant peu à peu dans deux longs biefs, ne pouvait pas toujours porter un nombre de bateaux suffisant pour les exigences du commerce.

Dès l'année 1832, l'ingénieur *Vifquain* proposait d'établir trois barrages supplémentaires dans le bief compris entre Tournai et Audenarde, et deux autres entre Audenarde et Gand. Quelques années après, il présentait un projet général de canalisation de l'Escaut, de la frontière française à Gand, conçu d'après le même système. Ces nouveaux barrages étaient destinés, non-seulement à favoriser la navigation, en rendant aussi égales que possible les longueurs des biefs de façon à assurer l'effet des écluses, mais encore à faciliter la décharge des marais importants de la vallée.

Les barrages proposés par M. Vifquain offrent 4 à 5 passages de $5^{m}20$ de largeur; l'un d'eux, fermé par des vannes, sert au règlement de l'étiage; les autres, munis de poutrelles, sont destinés à la navigation et à l'écoulement des eaux. Leur ouverture totale est plus grande que la section du fleuve à l'étiage pour permettre l'évacuation des fortes crues.

Cet ingénieur avait d'abord adopté le système de barrages-déver-

soirs avec écluses à sas (1); mais il renonça bientôt à cette idée, et avec raison.

En effet, si ce système peut être convenablement employé en France sur l'Escaut, la Scarpe, etc., où la navigation à charge se fait généralement en remonte, il ne pouvait en être de même en Belgique, où les bateaux descendent presque tous chargés, le bond d'eau favorisant la marche et entraînant les rames jusqu'à Gand avec une grande économie.

D'un autre côté, si les rives de l'Escaut s'enrichissent par les eaux limoneuses que leur apportent les inondations accidentelles et de peu de durée, elles restent souvent improductives quand l'action des eaux est trop prolongée. La navigation par rame ne s'opérant qu'une fois par semaine, permet de laisser le fleuve fort bas pendant quelques jours et d'effectuer un asséchement convenable des prairies riveraines. Les écluses à sas, au contraire, en fixant le niveau des biefs, favorisent l'envasement; il en résulte que le fond de la rivière se relève, et les prairies restant en dessous ne trouvent plus de points de dégorgement qu'à des distances très-grandes; des canaux de dérivation ou de décours deviennent alors indispensables.

Ainsi, dans l'intérêt de la navigation en descente comme dans celui des propriétaires riverains, il est nécessaire de conserver sur l'Escaut belge le système des barrages simples à pertuis.

On ne peut douter, disait M. Vifquain, des avantages que la navigation en remonte trouverait dans la construction d'écluses à sas; mais, comme il en résulterait de trop grands inconvénients d'autre part, il est préférable d'adopter un système d'ouvrages qui permettrait de mettre deux biefs successifs au même niveau, en conservant toutefois une profondeur suffisante pour que la remonte puisse se faire à vide, et même à demi-charge en économisant la moitié des frais.

Nous donnerons plus loin la description d'un de ces barrages construit dans l'Escaut, en aval du canal d'Espierre à Roubaix; il divise en deux parties le bief compris entre Tournai et un autre barrage de même genre établi à Autrive.

Les pertuis de navigation sont abandonnés généralement comme

(1) Vifquain, *Rapport sur les voies navigables de la Belgique.*

dangereux, incommodes et d'un usage coûteux On ne les conserve que dans quelques circonstances exceptionnelles, par exemple pour le flottage ou pour profiter d'une économie notable quand le commerce se fait en descente.

La construction d'un barrage à pertuis varie, dans ses détails, suivant le système de fermeture adopté. Il se compose ordinairement d'une série de piles en maçonnerie plus ou moins espacées, dont l'épaisseur est déterminée, comme dans les écluses, par la pression de la retenue qu'elles supportent. La condition de retenir l'eau et de prévenir les affouillements sous les piles nécessite d'ordinaire l'établissement d'un radier général (fig. 42), maintenu dans un coffrage en palplanches et semblable à celui des écluses à passages accolés, dont nous avons donné la description et le calcul dans la *Deuxième partie*.

Les pertuis ont de 7^m00 à 10^m00 de longueur de radier, mais les bajoyers sont prolongés plus ou moins vers l'aval. Autant que possible ceux-ci doivent être arrondis aux extrémités, afin d'élargir l'entrée et la sortie du passage, et de prévenir les dangers d'un accostage. On peut aussi, dans ce second but, les garnir de musoirs en charpente.

La largeur des pertuis, à l'endroit le plus resserré, dépasse celle des bateaux de 0^m40 à 0^m50 de chaque côté.

Dans les cours d'eau où la navigation par pertuis n'est pas intermittente, on dispose les barrages de façon à n'avoir que des chutes inférieures à 1^m20; encore ces dernières sont-elles dangereuses pour la navigation et la solidité des ouvrages; elles exigent, en outre, un certain temps d'arrêt avant le passage des bateaux jusqu'à ce que la chute soit sensiblement diminuée par le fait de l'écoulement. Dans la navigation par éclusées, il est souvent nécessaire de conserver une chute plus grande pour donner au bond d'eau une action suffisamment étendue.

A la traversée d'un pertuis, les bateaux sont inclinés comme la surface de l'eau, et l'existence d'un contre-courant giratoire au pied de la cataracte tend à les incliner davantage. Il est donc nécessaire, pour de faibles hauteurs d'eau, de faire le radier le plus court et le plus bas possible. Tel est l'avis de Minard, qui conseille même de creuser en aval une dépression à l'endroit probable où l'affouillement

se formerait. Quoi qu'il en soit, on préfère généralement garantir l'ouvrage au moyen d'arrière-radiers et même de faux radiers, ainsi qu'il a été fait pour les nouveaux barrages de l'Escaut (fig. 42).

Comme dans les écluses, les radiers et autres travaux supplémentaires analogues doivent se construire à sec, à l'aide d'une dérivation de la rivière.

L'allongement des bajoyers est favorable pour adoucir la pente de l'eau dans les passages. Quand ils sont prolongés au delà du radier, il est nécessaire de les fonder sur pilotis, à cause de l'affouillement qui tend à se produire en aval du barrage. En effet, pour ôter et remettre les poutrelles ou les aiguilles, pour remonter un bateau, pour attendre que la vitesse soit modérée, il faut trois ou quatre heures d'écoulement, pendant lesquelles un courant violent agit sur le fond. Aussi, quand les bajoyers sont prolongés au delà du radier, ils sont autant exposés aux affouillements que les piles de pont.

Les pertuis de navigation se trouvent dans des conditions analogues à celles des écluses de chasse; on peut donc leur appliquer plus ou moins les considérations que nous avons développées au chap. XII de la *Deuxième partie*, spécialement en ce qui concerne les radiers et les fondations.

La fermeture des pertuis de navigation s'opère généralement à l'aide de poutrelles ou d'aiguilles. Quant aux ouvertures qui servent à régler l'étiage ou à évacuer les crues, on emploie, outre les moyens précédents, des vannes qu'on manœuvre avec des vis, des treuils ou des crics, et qui sont accompagnées, à cet effet, d'un pont de service.

Ces vannes, dont la largeur varie de 1 mètre à 5 mètres, se font en bois, en fonte ou en forte tôle, comme celles que nous avons décrites dans la *Deuxième partie*. Le bois se détériore rapidement par les alternatives de sécheresse et d'humidité; ces inconvénients se présentent surtout pour les châssis dormants dans lesquels on fait quelquefois mouvoir les vannes; ceux-ci étant plongés en partie dans l'eau, se tourmentent et contrarient la manœuvre. Aussi est-il préférable de les supprimer ou de les faire en fonte. Les vannes en tôle sont les plus avantageuses sous tous les rapports.

Pour fermer les pertuis de navigation, on a aussi employé des portes busquées semblables à celles des écluses. Ce moyen serait le plus

simple et le plus rapide, s'il n'avait contre lui la difficulté de vaincre la pression de l'eau. Ainsi, pour ouvrir un vantail de largeur ordinaire sous une pression de 1m50, il faut 15 à 20 chevaux ; et, comme il faut ouvrir les deux vantaux à la fois, ou faire passer les chevaux d'un côté de la rivière à l'autre, il en résulte, dans tous les cas, une grande dépense de temps et d'argent. On n'emploie guère ce système que pour des portes garnies de vantelles dans toute leur largeur inférieure; la manœuvre devient alors possible à l'aide de cabestans.

BARRAGES A POUTRELLES.

Ce genre de barrage se compose d'une série de poutrelles qu'on introduit et qu'on fait tomber les unes après les autres dans des rainures pratiquées dans les bajoyers de pertuis, ou contre de simples feuillures ménagées en amont. Vers ses extrémités, chaque poutrelle porte à sa face supérieure un anneau qui sert à l'enlever à l'aide d'une gaffe; ces anneaux se logent dans des mortaises de la poutrelle supérieure. D'autres fois, ces anneaux sont remplacés par des chaînes.

Les ouvertures de la plupart des barrages construits en Belgique sur les rivières importantes sont fermées par des poutrelles; les unes s'appuient contre des feuillures, comme aux barrages de l'Escaut; les autres glissent dans des rainures, comme à ceux de la Sambre; ce dernier système cependant est considéré comme incommode et d'une manœuvre difficile, surtout dans les fortes chutes.

L'équarrissage des poutrelles dépend de la largeur des pertuis et de la hauteur de la retenue; il est généralement de 0m20 dans les barrages de l'Escaut, de la Sambre et de la Lys.

Les manœuvres à faire pour le placement ou le déplacement des poutrelles varient suivant qu'elles s'appuient contre des feuillures ou qu'elles s'emboîtent dans des rainures des bajoyers.

Dans le premier cas, la fermeture s'opère de la manière suivante :

Le barragiste, muni d'une gaffe, pique l'extrémité d'une poutrelle, la fait flotter, et la conduit de manière à diriger cette même extrémité contre l'une des feuillures du pertuis; il laisse au courant le soin de pousser la poutrelle jusqu'à ce que son autre extrémité soit arrivée

contre la seconde feuillure. En ce moment, la poutrelle plonge d'une certaine hauteur, et pour la faire descendre à profondeur voulue, on se sert de hies ou dames disposées à cet effet sur les piles et culées du barrage. Cette série d'opérations est répétée successivement pour chacune des poutrelles employées à la fermeture des divers passages.

L'ouverture des pertuis s'effectue en enlevant chaque poutrelle isolément. A cet effet, une chaîne est appliquée, d'un côté à la poutrelle, de l'autre à un cabestan; 4, 5 ou 6 hommes, et parfois même davantage, attirent la poutrelle en agissant sur les leviers, et en s'aidant d'un marchepied en charpente établi contre l'une des rives d'amont, et auquel on amarre aussi les poutrelles enlevées.

Quand le barrage est à rainures, les poutrelles sont introduites successivement, et descendues à coups de hies pour les rendre bien jointives. A leur face supérieure, et à chaque extrémité, on attache des chaînes qui sont enroulées sur l'arbre d'un treuil, au moyen duquel on exécute le débarrage.

Quelle que soit l'habileté des barragistes et de leurs aides, comme leur nombre est toujours limité, il faut toujours un temps assez long pour ouvrir ou fermer les passages ; il en résulte des retards nuisibles, soit à la navigation, quand les eaux retenues doivent, comme sur l'Escaut, former la crue artificielle qui procure aux bateaux un mouillage suffisant au tirant d'eau qu'ils prennent; soit à l'évacuation des eaux, lorsque, par l'effet des crues rapides ou d'autres circonstances fortuites, il est nécessaire de leur donner promptement un écoulement naturel.

Pour vaincre la pression de l'eau sur des poutrelles de 0^m18 d'équarrissage et de 4^m50 de longueur, sous une pression de 2^m00, il faut la force de deux hommes appliquée à un cabestan.

Il faut 6 à 10 chevaux pour des poutrelles de 8^m00 de longueur et 0^m30 d'équarrissage, sous une pression de 2^m00 à 2^m60.

Pour enlever 6 à 10 poutrelles dans l'un et l'autre cas, il faut de 3 à 5 quarts d'heure; il faut davantage pour les remettre.

Diverses modifications ont été proposées au système ordinaire de barrages à poutrelles horizontales, à l'effet de pouvoir ouvrir les pertuis promptement, soit pour évacuer les eaux d'une crue subite, soit pour donner plus d'eau en aval au bateau qui va passer.

L'un de ces moyens consiste à appuyer d'un côté les poutrelles contre une feuillure, et de l'autre contre un poteau, tournant à son pied autour d'un axe horizontal (fig. 38). Ce poteau peut s'abattre subitement sur le radier lorsqu'on repousse vers le bajoyer un volet *ab*, dont la saillie retient le poteau à la tête; celle-ci porte une chaîne *mn* qui l'empêche d'atteindre le radier, et qui diminue par là les ébranlements du système et la violence de la traction exercée sur l'axe dans la rotation; cependant, la précaution n'est pas suffisante; les secousses successives finissent par arracher l'armature et rompre les charnières.

On peut aussi faire tourner le poteau verticalement sur lui-même, comme nous l'avons exposé en traitant des écluses à portes tournantes. Mais ce système présente aussi des inconvénients : les poutrelles s'échappent brusquement par une extrémité, vont frapper la pile opposée, s'y brisent quelquefois ou rompent les chaînes qui les retiennent à l'autre bout.

Dans les barrages récemment construits en Belgique sur la Lys et le haut Escaut, on a continué à employer l'ancien système de barrages à poutrelles avec tous ses inconvénients, du moins pour des passages de 5 à 6 mètres d'ouverture. Il est probable qu'en maintenant ce dispositif, on a surtout pour objet de trouver, dans la division de la résistance, le moyen de proportionner l'effet à produire aux efforts dont sont capables les agents chargés du service de la manœuvre des barrages.

Outre les inconvénients que nous venons de signaler, le système à poutrelles horizontales présente encore le désavantage de ne pouvoir être employé lorsque la largeur du pertuis dépasse 8 à 9 mètres, surtout lorsqu'on veut l'appliquer sur un cours d'eau à régime variable, d'un débit de quelque importance, et sujet à des crues subites qui, n'étant pas prévues, empêchent d'éviter le gonflement des eaux au moyen d'un débarrage partiel exécuté à l'avance.

BARRAGES A AIGUILLES.

Ce mode de barrage consiste en une suite d'aiguilles ou poutrelles verticales plus ou moins jointives, appuyées en amont contre un seuil

inférieur fixe et contre un système de poutres, mobile ou permanent, disposé à la partie supérieure ; ce dernier sert de pont de service pour la manœuvre des aiguilles, qu'on place ou qu'on enlève à la main.

Quand la largeur du pertuis n'atteint pas 8 mètres, on peut faire usage d'un heurtoir supérieur mobile, composé d'une poutre tournant autour d'un pivot placé sur le bord d'un bajoyer (fig. 39). En pesant sur la culasse, l'extrémité opposée s'élève et passe au-dessus de l'arrêt qui la retenait contre la poussée de l'eau. Le débarrage s'exécute alors avec rapidité, par suite du déplacement de la poutre que l'on fait tourner jusque sur le bajoyer du pivot.

Pour faire contre-poids à la grande volée, qui est munie d'un garde-corps, on place sur la culasse un petit chariot dans lequel on dépose les aiguilles, et que l'on rapproche plus ou moins du pivot selon le poids de celles-ci.

Quand l'ouverture atteint 10 à 12 mètres, on peut employer, comme aux pertuis de la Marne, une poutre supérieure assemblée sur un poteau tourillon, et soutenue par un bracon et des écharpes en fer. Elle entre en rotation lorsqu'on lève un loquet ou qu'on pousse un verrou qui la retient contre le bajoyer opposé au pivot. Toutes les aiguilles cèdent à la fois, et sont retenues par une corde qui les enfile.

Quand la hauteur de retenue est inférieure à 3 mètres, il faut vingt minutes pour replacer les aiguilles dans des pertuis de 6 à 7 mètres, et environ trois quarts d'heure dans des ouvertures de 12 mètres. Leur équarrissage est alors de $0^{m}06$ sur $0^{m}07$, et même parfois moindre.

Nous citerons encore le système suivant, appliqué avec succès à la fermeture des pertuis de $12^{m}60$ de largeur, ménagés à chaque retenue de l'Oise, entre l'écluse et la digue de soutien.

La hauteur d'eau y est de $1^{m}60$ au-dessus de l'étiage et de $3^{m}20$ au-dessus du radier ; ce qui constitue déjà une charge assez considérable dans les circonstances ordinaires de la pratique.

Les aiguilles sont arrêtées par le pied à un ressaut ou heurtoir en bois, établi vers l'extrémité amont du radier ; leur tête est appuyée contre un radeau, ou pont de service, porté sur des retraites ménagées dans les piles, à la hauteur nécessaire.

Le radeau est composé de trois poutres parallèles en sapin, de 0m35 à 0m40 d'équarrissage, rendues solidaires l'une de l'autre au moyen de coins en chêne d'un équarissage de 0m08.

Le placement ou l'enlèvement de ce radeau s'exécute sans difficulté en le faisant mouvoir sur deux glissoirs ou poutres inclinées qui, partant du bord des retraites, descendent vers l'amont de la rivière.

Dans quelques dispositifs de ce genre, on s'est servi soit d'une chèvre, soit d'un bateau pour placer le radeau sur les retraites ou pour l'en retirer.

Les aiguilles de l'Oise sont en sapin; elles ont 0m11 d'équarrissage, et la distance des points d'appui est d'environ 3m50. Leur manœuvre s'exécute avec facilité. Pour les lever, on se sert d'un levier; et, afin que le courant ne puisse les entraîner au loin, une corde ou longe les retient par la tête; l'autre bout de la longe porte un anneau, qui glisse le long d'une barre de fer courbe et vient s'arrêter à l'autre bord du radeau, d'où on le retire à la main. Pour placer une aiguille, on la pose sur le pont ou radeau de service; on l'avance vers l'amont jusqu'à ce qu'elle déborde des deux tiers aux trois quarts de sa longueur, puis on l'incline de manière que son pied plonge légèrement dans l'eau. Son poids et l'action du courant tendent aussitôt à la faire pivoter autour du point d'appui; mais on ne la laisse obéir que peu à peu, en la maintenant par la tête, qui est arrondie, et en veillant à ce qu'elle ne s'écarte pas du plan vertical perpendiculaire à la direction du barrage. Quand il ne lui reste plus à parcourir qu'un angle peu ouvert, on l'enfonce brusquement jusqu'à ce qu'elle touche le radier. Le courant, ayant alors sur elle toute son action, l'entraîne vivement contre le heurtoir.

L'habileté du barragiste consiste à bien saisir l'instant convenable pour immerger tout à fait l'aiguille. Trop tard, on n'aurait pas le temps de la descendre assez; elle passerait par-dessus le heurtoir, et, si on ne l'abandonnait alors lestement, on pourrait être entraîné par elle.

On commence l'opération du barrage par une extrémité du pertuis, et l'on s'avance vers l'autre en espaçant d'autant moins les aiguilles que le passage est plus étroit; en voici le motif. Lorsqu'on barre un cours d'eau au moyen d'aiguilles dressées successivement, le remous

correspondant à chaque degré de rétrécissement du débouché ne se forme pas instantanément, parce que les eaux, en même temps qu'elles s'élèvent, ont à s'épancher dans un bassin plus ou moins vaste. On a donc intérêt à conduire l'opération d'une manière très-prompte, afin de devancer autant que possible la formation complète de ce remous. On conçoit, dès lors, qu'il est impossible de réaliser cet avantage dans des pertuis de quelque étendue; si l'on dresse, dans ce cas, les aiguilles en les juxtaposant, il arrive, dès qu'on en a placé un certain nombre à partir d'une extrémité, que la partie du courant interceptée par elles prend une direction oblique pour se jeter dans l'espace encore libre, et tend à y entraîner celles qu'on manœuvre. Aussi, lorsqu'il s'agit de fermer un passage dont l'ouverture dépasse 7 à 8 mètres, on espace d'abord les aiguilles de 0^m60 à 0^m80 l'une de l'autre, puis on en pose de nouvelles dans les intervalles, en continuant de les répartir uniformément pour conserver un courant direct.

On redresse celles qui se présentent de côté, en les frappant latéralement à l'aide d'une masse en bois.

Quand l'espace à barrer est à peu près garni d'aiguilles, et que les intervalles sont devenus trop étroits pour qu'on puisse y en introduire de nouvelles à la manière ordinaire, on les y descend verticalement. Pour cela, on écarte l'une de l'autre, par le haut, celles qui comprennent le joint à remplir; on y glisse la nouvelle aiguille, et on imprime à celle-ci un mouvement de balancement par lequel elle parvient généralement à se faire place en ouvrant le joint par le bas. Il faut exercer sur elle, en même temps, un effort plus ou moins énergique, selon la hauteur du remous déjà formé, pour l'empêcher de basculer en descendant.

Quand la portée des aiguilles ne dépasse pas 3^m25 à 3^m50, c'est-à-dire les dimensions ordinaires de la pratique, on parvient sans beaucoup de difficultés et malgré la force considérable qui les presse contre les appuis, à déplacer chacune d'elles parallèlement à elle-même, soit pour la rapprocher de l'aiguille voisine, soit pour l'en écarter et pouvoir en poser une autre entre elles. Les aiguilles sont percées, vers leur partie supérieure, et dans chaque sens de l'équarrissage, de petits trous dans lesquels on engage, pour ces manœuvres, l'extrémité d'une pince en fer de 1^m60 de longueur, à l'aide de laquelle on imprime aux

poutrelles de légers mouvements de rotation sur leur axe, et on les amène assez rapidement à un contact presque parfait.

La même pince sert au débarrage des premières aiguilles. Pour cela on l'engage dans un des trous de la tête, en prenant appui sur un coin étagé, et on soulève la poutrelle jusqu'à ce que son pied puisse passer par-dessus le heurtoir. Des aides, placés en amont, amènent celle-ci à eux, en la tirant par une longe dont on a préalablement passé l'autre extrémité autour de la tête de l'aiguille.

Les manœuvres précédentes ne réussissent que médiocrement avec des poutrelles de 4,50 à 5 mètres de portée, et 0,11 à 0,12 d'équarrissage, dont la majeure partie est hors de l'eau tant que la chute n'est pas élevée, et dont le poids reste par suite très-considérable. Elles sont aussi trop lourdes pour être rejetées de côté par les faibles impulsions obliques du courant, qui suffisent pour produire cet effet sur des aiguilles de dimensions ordinaires.

Les difficultés de la pose à la main sont très-variables selon les circonstances où l'on opère. Un homme d'une habileté ordinaire s'en acquitte aisément dans les courants de $0^{m}50$ à $0^{m}60$ de vitesse. Mais l'adresse et l'habitude deviennent indispensables dès que les eaux se gonflent et qu'on opère dans des courants dont la vitesse atteint deux à trois mètres.

Les difficultés de la manœuvre dépendent d'ailleurs presque autant de la profondeur que de la vitesse des eaux en amont. Plus leur niveau est élevé, plus l'aiguille est en prise à l'action du courant qui la chasse vivement vers la partie inférieure, de sorte que, si on ne l'abandonne pas à temps, on risque d'être renversé ou entraîné avec elle; dès lors, un barragiste inhabile est disposé à la lâcher trop tôt, et à la voir passer au-dessus du heurtoir ou chasser sur les poutrelles voisines.

La largeur des espaces vides où l'on place les aiguilles influe encore plus que les causes précédentes sur le degré de difficulté de la manœuvre. Toute difficulté disparaît, quel que soit le gonflement des eaux, dès qu'on est parvenu à garnir, tant plein que vide, à peu près toute la largeur à barrer. Bien qu'en effet l'eau s'échappe avec rapidité des intervalles de ce grillage, cette grande vitesse ne prend origine qu'à partir de quelques décimètres en amont. Jusqu'en ce point, la

masse liquide s'avance avec une vitesse régulière, et d'autant moindre que le grillage est plus serré. Si, par exemple, on est parvenu à dresser en place les deux tiers des aiguilles et à les répartir uniformément, la section d'écoulement théorique se trouvera réduite au tiers de ce qu'elle est un peu en amont, et la section effective au quart environ à cause des contractions; il en résulte que la vitesse de l'eau, en avant de ce grillage, ne sera plus que le quart de celle des lames fluides qui s'échappent des intervalles libres; ainsi, elle n'atteindra que 1m10 par seconde si cette dernière est de 4m40, vitesse qui correspond à une chute de 1m00. Le barragiste a, dès lors, toute facilité pour descendre une aiguille et la diriger dans ce courant direct et peu profond, jusqu'au moment où, arrivée à une position presque verticale, elle est tout à coup emportée avec violence contre les appuis.

Dans ce genre de barrage, l'augmentation qui se produit dans la hauteur des eaux en amont dépend des intervalles laissés ouverts entre les aiguilles. Si l'on interceptait, par ce moyen, toute la largeur du courant, le niveau des eaux s'élèverait d'une manière continue jusqu'au sommet du barrage au-dessus duquel la masse liquide tendrait à se déverser. Mais lorsqu'on ne garnit d'aiguilles qu'une partie de la largeur, ou qu'on laisse entre elles des intervalles suffisants, les eaux cessent de s'élever dès qu'elles ont atteint une hauteur suffisante pour que l'écoulement du débit de la rivière puisse se faire, tout entier, par les parties laissées ouvertes; et il suffit, pour en maintenir la régularité lors des variations de la dépense, d'élargir ou de rétrécir la section d'écoulement par l'enlèvement ou l'addition d'un certain nombre d'aiguilles; l'on obtient ainsi un niveau constant en amont.

Il résulte de ce qui précède qu'il ne sera jamais nécessaire de rendre étanches les barrages en rivière construits pour la navigation, puisqu'ils devront toujours laisser écoulement au débit.

Il n'en est pas de même dans les barrages militaires. Destinés généralement à gonfler des cours d'eau d'un débit parfois assez faible, ils exigent une juxtaposition presque parfaite des aiguilles, une fermeture à peu près hermétique.

BARRAGES MILITAIRES.

Les barrages construits pour la défense des ouvrages militaires n'ont pas tous la même destination. Les uns, établis sur des cours d'eau, ont pour unique objet de les gonfler, soit pour protéger par des inondations les parties faibles d'une enceinte, soit pour remplir les bassins de retenue des eaux qui doivent servir à donner des chasses dans les fossés ou à en faire monter le niveau. Les autres, établis en dehors du cours naturel des eaux et dans ces fossés eux-mêmes, ont pour objet les manœuvres nécessaires aux divers buts de la défense.

L'on n'a guère employé jusqu'à ce jour pour les barrages militaires que le système à poutrelles horizontales, en limitant à 4 mètres au plus les intervalles entre les piles de maçonnerie. Au delà de cette limite, la manœuvre deviendrait trop lente et trop difficile dans les temps de crues.

Pour appliquer un barrage à poutrelles horizontales aux larges ouvertures que présentent, en général, les ponts établis sur les cours d'eau navigables ou sujets à de grandes variations de niveau, on a proposé de créer, pour les poutrelles, des appuis intermédiaires, en subdivisant les intervalles des piles en travées de 3 à 4 mètres au moyen de fermes en charpente.

Ces fermes se composent de deux montants verticaux réunis par des traverses ou des moises, et appuyés sur le radier, dans lequel des ressauts sont ménagés à cet effet. Le montant postérieur se prolonge jusqu'à la tête de la voûte du pont ; il est soutenu par des contre-fiches appuyées aussi sur le radier.

Un premier barrage est établi contre les montants d'amont. Un autre, moins élevé, placé contre ceux d'aval, sert à diviser la chute.

Des languettes, fixées contre les faces antérieures de ces montants, séparent les travées entre elles, et servent à diriger les poutrelles pendant la manœuvre.

Le dispositif précédent laisse beaucoup à désirer. D'abord, il serait très-difficile d'établir cette charpente avec toute la précision nécessaire. Trop rapprochées, ne fût-ce que de quelques centimètres, les fermes ne laisseraient plus subsister, entre les languettes fixées aux

montants, le jeu nécessaire pour la manœuvre des poutrelles ; trop espacées, elles cesseraient de leur fournir un appui suffisant. La difficulté d'établissement serait nécessairement augmentée par l'action du courant pendant les crues, et par la déformation des pièces de la charpente à la suite des alternatives de sécheresse et d'humidité.

Un autre inconvénient de ce système consiste dans l'impossibilité de soustraire des fermes aussi rapprochées à l'action des projectiles ennemis. Dès lors, la rupture d'une seule d'entre elles suffirait pour ouvrir aux eaux un passage considérable, puisqu'il aurait de 6 à 8 mètres de largeur.

Quand le barrage à poutrelles horizontales est établi sur un cours d'eau à régime variable et d'un débit de quelque importance, il peut se présenter un inconvénient d'autant plus sérieux, que l'ouverture est plus large. Dans ce cas, pour maintenir un niveau constant dans le bassin de retenue, il faut, à chaque crue, abaisser le sommet du barrage en retirant un certain nombre de poutrelles proportionnel au volume affluent du liquide. Or, il peut arriver que la lame déversante soit assez épaisse et rapide pour empêcher le débarrage, ainsi que nous l'avons déjà exposé précédemment.

On admet généralement qu'il devient à peu près impossible de retirer une poutrelle de 5 mètres de longueur et de 0^m20 de hauteur, par dessus laquelle s'échappe une lame d'eau de 0^m60 d'épaisseur. Dans ce cas, on ne peut plus compter sur la constance du niveau de la retenue; on est exposé à voir inondés, dans les crues subites, les communications et les ouvrages peu élevés au-dessus de ce niveau, outre les désastres qui peuvent résulter de cet obstacle absolu au débouché naturel des eaux.

Employés comme moyen de fermeture des pertuis à l'intérieur de la fortification, les barrages à poutrelles horizontales présentent aussi de grands inconvénients dans les manœuvres. Le niveau de ces barrages ne pouvant être abaissé que d'environ 0^m60 au-dessous du niveau de la retenue, et l'opération du débarrage ne pouvant se continuer ensuite qu'au fur et à mesure de la dépression de ce niveau, ils ne permettent, ni de jeter à l'aval des masses d'eau suffisantes pour fournir des chasses, ni de produire avec rapidité, dans les fossés, ces alternatives de niveau dont il y aurait lieu d'attendre de si heureux

effets pour contrarier les travaux de l'assiégeant. Aussi, les relations des siéges font-elles à peine mention de toutes ces manœuvres, de toutes ces chicanes par lesquelles les eaux pourraient concourir si efficacement à la défense, et qu'on ne trouve guère décrites que théoriquement dans les traités de fortification.

Un débarrage à fond serait possible, sans doute, avec des poutrelles appuyées sur un poteau tournant. Mais, appliqué à un barrage militaire, où l'on doit toujours se préoccuper de ménager les eaux, ce système offrirait l'inconvénient capital de ne pouvoir être rétabli à volonté après qu'une manœuvre aurait produit son effet. Il faudrait attendre, en effet, que le bassin d'amont se fût épuisé, et par suite on ne pourrait donner une chasse qu'en saignant la retenue.

L'on pourrait, il est vrai, éviter les inconvénients des crues rapides, ou rendre possibles les manœuvres d'eau, en fermant quelques pertuis à l'aide de vannes ou de portes tournantes. Mais il est bien peu d'écluses de fortification qui soient pourvues de ces appareils compliqués et dispendieux. En outre, ils ne sauraient s'appliquer, sans de grandes difficultés et d'énormes dépenses, aux ouvertures ordinaires des grands ponts, dont les arches ont souvent plus de 20 mètres de portée.

Le mécanisme de ces appareils exige de la précision ; s'il n'en résulte aucun inconvénient lorsqu'ils sont journellement manœuvrés et bien entretenus, il en est tout autrement dans les écluses purement militaires, où ils ne doivent servir que de loin en loin, en temps de paix, et où ils sont exposés, en temps de guerre, aux mêmes chances de destruction que les autres parties du barrage sous l'action des projectiles ennemis. En les sortant des magasins où ils seront restés déposés pendant de longues années, on trouvera le plus souvent des bois déjetés, détériorés peut-être, et des ferrures couvertes de rouille. Les crapaudines des portes tournantes pourront être en mauvais état ou mal fixées, et cette circonstance échappera aux regards si la pièce est cachée sous l'eau. La rupture d'une seule partie du mécanisme d'une vanne suffit pour en rendre la manœuvre impossible. La rupture de la traverse supérieure d'une porte tournante peut entraîner avec elle le renversement de cette fermeture et saigner la retenue.

Nous citerons, comme exemple, le fait suivant, qui s'est passé au

siége de Landau, en 1704. Une chasse d'eau, fournie par l'ouverture d'une porte tournante, avait suffi pour déblayer le pied de deux brèches, à l'instant même où les troupes de l'assiégeant se rassemblaient dans les tranchées pour donner l'assaut; il y avait donc lieu d'espérer qu'en opérant ultérieurement pareille manœuvre, la durée du siége pourrait être notablement prolongée. Malheureusement, peu de jours après, les pivots de deux portes tournantes se rompirent sous la charge d'eau; il en fut de même des crémaillères des deux petites vannes d'une porte busquée que l'on essaya de faire servir aux manœuvres, et l'assiégé se trouva, dès ce moment, privé de son plus précieux moyen de défense.

Il résulte des considérations précédentes que l'application des poutrelles horizontales aux barrages militaires présente les inconvénients suivants :

1° Ces barrages, même pour des pertuis de faible largeur, sont parfois d'une manœuvre presque impossible lorsqu'ils sont établis sur des cours d'eau importants ou sujets à des crues subites;

2° Ils ne peuvent guère s'appliquer aux larges ouvertures;

3° La charpente supplémentaire, employée dans ce dernier cas, n'offrirait pas une sécurité suffisante ;

4° Ils ne peuvent convenir pour donner des chasses.

Les barrages à aiguilles sont généralement exempts des défauts que nous venons de signaler. Aussi simples que les barrages à poutrelles, ils se prêtent aux manœuvres aussi bien que les vannes ou les portes tournantes. Comme ils peuvent même s'adapter à des débouchés beaucoup plus grands, ils conservent l'avantage sous ce rapport, ainsi qu'au point de vue du volume et de l'efficacité des chasses.

Établis sur une rivière, ils permettent d'en suivre toutes les variations de débit, de maintenir la constance du niveau de la retenue, et de rendre aux eaux, dans les fortes crues, la presque totalité de leur débouché naturel.

La substitution des aiguilles aux poutrelles horizontales employées jusqu'ici pour les barrages militaires offrirait donc de nombreux avantages dans les circonstances ordinaires.

Cependant, il faut remarquer que, pour la défense des places, l'on a souvent besoin de hauteurs de retenue plus considérables que celles

que l'on crée généralement pour améliorer la navigation fluviale. Dès lors, les difficultés d'application des barrages à aiguilles grandissent rapidement avec ces hauteurs. C'est ainsi que, dans un travail inséré au tome VIII du *Mémorial de l'officier du génie,* et développé dans le tome IX du même ouvrage, le capitaine du génie G. *Rolland,* a montré qu'en reproduisant, pour des retenues d'une hauteur supérieure à 4 mètres, le dispositif des barrages de l'Oise, il faudrait donner aux aiguilles, pour les rendre suffisamment résistantes, un équarrissage tel, que leur manœuvre en deviendrait fort difficile.

Dans ce Mémoire, l'auteur propose un dispositif qui diffère de celui que l'on emploie dans les barrages de la navigation, en ce que, au lieu d'établir au-dessus du niveau de la retenue le système de poutres solidaires qui, sur ces barrages, sert à la fois de pont de service et d'appui supérieur aux aiguilles, il le descend au-dessous de ce niveau, en le surmontant d'une charpente légère destinée à supporter le pont; celui-ci est reculé un peu en arrière de l'aplomb des aiguilles, dont la partie supérieure se trouve ainsi en porte à faux, et dont la portée, sensiblement réduite, permet de leur conserver, sur des retenues de 5 à 6 mètres de hauteur, le faible équarrissage nécessaire à la facilité de la manœuvre. A ce dernier point de vue, cette disposition présente plusieurs avantages; d'un autre côté, elle dérobe complétement aux feux directs, tirés de l'amont, le système des poutres d'appui, qu'il est facile de protéger en même temps, jusqu'à un certain point, contre les feux courbes, en le recouvrant d'un blindage.

VANNES AUTOMOBILES.

Lorsqu'un cours d'eau, barré par un déversoir fixe, est sujet à des crues subites d'une certaine importance, il est indispensable de disposer dans le barrage des pertuis d'écoulement dont l'ouverture puisse augmenter avec le débit de la retenue. En outre, la manœuvre du système de fermeture adapté à ces pertuis doit présenter toutes les facilités désirables pour une prompte exécution du débarrage.

Ces conditions seraient parfois insuffisantes pour éviter d'une manière absolue les désastres d'une inondation ou d'une surcharge extraordinaire, si l'on en était réduit à se fier entièrement à la vigilance

d'un éclusier. De là l'origine des vannes *automobiles*, dont nous avons déjà parlé dans la *Première partie*.

Une vanne automobile se compose généralement d'un panneau en bois AOB (fig. 44), tournant autour d'un axe horizontal O, placé à une hauteur convenable pour que la pression de l'eau, dès que celle-ci atteint une certaine hauteur, agisse sur la partie supérieure OB de la vanne, et la fasse basculer en avant pour l'amener dans une nouvelle position A'OB', déterminée d'après les crues et par la condition de conserver, d'une manière intermittente, une certaine hauteur d'eau B'D, en amont de la retenue.

Supposons d'abord que la vanne ne soit pas noyée, c'est-à-dire, que le niveau EY, en aval, soit inférieur à AD.

La pression du liquide sur un élément dL de la longueur AOB = L, étant égale au poids du solide d'eau qui aurait dL pour base, et pour hauteur la profondeur verticale de l'élément au-dessous du niveau XB, l'ensemble des pressions de l'eau sur AB peut être représenté par la somme des verticales comprises entre A et B, donc par la surface du triangle AFB. Il en résulte que le centre de pression, ou point d'application de la résultante, sera à la fois sur AOB et sur la verticale PO passant par le centre de gravité du triangle AFB; par conséquent, en un point O situé au tiers de AOB.

Si donc l'on suppose que le moment de la culasse AO soit fait égal à celui de la volée OB, autour de l'axe horizontal passant par le point O, il y aura équilibre, sous l'action de la pesanteur et des pressions du liquide, quand cet axe de rotation sera établi aux 2/3 de la longueur immergée de la vanne comptés à partir du niveau.

La position d'équilibre étant ainsi établie pour le cas où le niveau XB vienne araser l'extrémité supérieure B de la vanne, celle-ci restera immobile dans toutes les positions du niveau inférieures à XB, puisque le moment de la pression du liquide sur la volée sera, dans toutes ces positions, inférieur à celui qui se produit sur AO.

Mais, aussitôt que le niveau du liquide dépassera la limite XB correspondant à l'équilibre, la vanne basculera autour de l'axe O, et la volée s'abattra vers l'aval. L'on voit, en effet, que si le niveau s'élevait brusquement en F''B'', le centre de gravité de la surface F''B''BOAFF' tomberait à droite du point O.

Lorsqu'une vanne automobile est suspendue à un axe horizontal O, comme dans le cas que nous considérons, son mouvement de rotation s'opère d'une manière brusque, avec une vitesse uniformément accélérée, puisque la hauteur d'eau qui presse l'extrémité B de la volée va en croissant avec la descente de ce point. La rotation se fera complétement, sans arrêt, jusqu'à la position limite A'OB' assignée à la vanne, soit par des rainures pratiquées dans les bajoyers, soit par tout autre détail de construction; et la vanne conservera cette position finale jusqu'à ce que le niveau d'amont soit descendu en X'B', en admettant, bien entendu, que les ouvertures ainsi produites au-dessous de A' et au-dessus de B' soient assez grandes pour permettre l'écoulement supplémentaire.

Aussitôt que le niveau X'B' tendra à descendre, le centre de gravité du triangle supérieur, et par suite le centre de pression de l'eau, tombera à gauche du point O.

Si le niveau d'aval E'Y' était supérieur à la ligne AD, c'est-à-dire, si une partie de la culée AO était noyée, il faudrait substituer le triangle QE'B au triangle FAB dans l'équilibre des pressions, et tenir compte, dans celui des pesanteurs, de la perte en poids éprouvée par le fait de l'immersion de la partie AE'.

Il résulte de ce qui précède, qu'une vanne automobile tournant autour d'un axe horizontal fixe, n'est pas *autorégulatrice,* puisqu'elle ne jouit pas de la propriété de maintenir en amont un niveau constant d'une manière *permanente*, quel que soit l'accroissement du débit. Si on la dispose de façon qu'elle s'abatte sous une charge $AF = H$, elle se relèvera sous une charge $B'D = H'$ telle que $H' < H$, et, par conséquent elle ne pourra aboutir qu'à empêcher les eaux de dépasser un certain niveau XB; encore faut-il pour cela, qu'après son rabattement, elle laisse un débouché suffisant à l'augmentation de la dépense.

Le résultat serait bien différent si l'axe de rotation, au lieu d'être fixe, se déplaçait au fur et à mesure que le niveau chercherait à dépasser XB, et si la rotation avait lieu de manière que la résultante des pressions passât toujours par l'axe ou le point fixe. Dès lors, au lieu d'ouvrir aux eaux, tout d'un coup, un débouché considérable, la vanne ne s'abaisserait que progressivement dans ses différentes positions d'équilibre, et de façon à fournir à la masse liquide un débouché

proportionnel à l'augmentation progressive du débit; par suite aussi, elle prendrait insensiblement un mouvement de rotation inverse, au fur et à mesure que le débit diminuerait. Par cette série d'équilibres successifs le débit trouverait toujours un débouché parfaitement en rapport avec ses accroissements, et dès lors ceux-ci ne parviendraient jamais à faire monter le niveau d'amont au-dessus de la ligne primitive.

Ainsi que nous l'avons vu dans la *Première partie,* le résultat précédent peut être obtenu d'une manière complète au moyen des vannes autorégulatrices de M. *Chaubart.*

Nous avons donné la description de l'ingénieux appareil destiné à permettre le mouvement de bascule de façon que la résultante des pressions vienne successivement passer par le point de contact de la courbe mobile.

Cette courbe, ainsi que nous l'avons dit, peut être un arc de cercle dont il faut déterminer le centre dans chaque cas particulier; la règle fixe doit alors être horizontale.

L'inventeur, M. Chaubart, a résolu le problème par des tâtonnements qui l'ont conduit à ce genre de courbe, dont il a déterminé le rayon à l'aide d'une formule empirique.

Ce résultat peut s'obtenir théoriquement par la solution suivante :

Soit A'B' (fig. 45) une position quelconque de la vanne censée coupée par un plan vertical mené perpendiculairement en son milieu; soit I' le centre de figure de la surface d'amont A'B' pressée par l'eau, K' le centre de gravité de la vanne et M' le centre de pression.

Traçons deux axes dans le plan de la figure, l'un Ox horizontal suivant le niveau normal de l'eau, l'autre Oy vertical et descendant; appelons :

x et y les coordonnées du point I';

α l'angle de A'B' avec la verticale;

β l'angle fait avec la verticale par la ligne I'G' normale au lieu décrit par le point I' pendant le déplacement de l'appareil;

θ l'angle constant K'I'B', lequel dépend de la construction de la vanne ;

a et b les longueurs, également constantes, I'K' et A'B';

c la distance variable M'I';

l la largeur horizontale de la vanne ;

π le poids du mètre cube d'eau ;

h une longueur déterminée par le calcul de telle façon que πblh exprime le poids total de la vanne agissant en K'.

Afin de simplifier les calculs, nous admettrons que la pression de l'eau sur les divers élements de A'B' varie suivant la loi hydrostatique ; cette hypothèse n'est pas tout à fait rigoureuse, surtout aux extrémités A' et B', où les molécules d'eau possèdent déjà une vitesse notable.

La vanne étant supposée n'éprouver aucune pression d'eau en aval, la pression totale sur A'B' aura une intensité πlby, produit de la surface totale pressée par la pression πy au centre de gravité I' de cette surface, et le point d'application M' de cette résultante s'obtiendra par le théorème des moments, puisque la pression par unité de surface en un point quelconque P de A'B' est proportionnelle à la hauteur de ce point au-dessous de Ox, ou bien à la distance PL mesurée suivant le prolongement de A'B' jusqu'à Ox. Soit donc $z =$ PL ; une tranche horizontale de surface ldz, comprenant le point P, supportera une pression totale proportionnelle à $lz\ dz$. Par suite, si z_1 est la valeur de z pour le point M', l'équation des moments par rapport à l'axe projeté en L donnera :

$$z_1 \int zdz = \int z^2 dz$$

les deux intégrales devront être prises depuis $z =$ A'L $= z'$ jusqu'à $z =$ B'L $= z''$. On tire de là :

$$z_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{z''^3 - z'^3}{z''^2 - z'^2} = \frac{2}{3} \cdot \frac{z''^2 + z'z'' + z'^2}{z' + z''}$$

mais l'on a aussi :

$$\text{M'I'} = z_1 - \text{I'L} = z_1 - \frac{1}{2}(z' + z'')$$

Par conséquent :

$$\text{M'I'} = c = \frac{2}{3} \cdot \frac{z''^2 + z'z'' + z'^2}{z' + z''} - \frac{1}{2}(z' + z'')$$

ou bien :

$$\text{M'I'} = \frac{1}{6} \cdot \frac{(z'' - z')^2}{z' + z''} = \frac{1}{12} \cdot \frac{b^2}{\text{LI'}} = \frac{1}{12} \frac{b^2 \cos. \alpha}{y}$$

$$c = \frac{1}{12} \frac{b^2 \cos. \alpha}{y} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

Soit maintenant II'I'' la courbe décrite par le point I'; le centre instantané de rotation de la ligne A'B' sera en un point G' de la normale I'G' à la courbe II'I''; appelant ds le déplacement de I' correspondant à un changement $d\alpha$ d'inclinaison de la vanne, l'on aura :

$$ds = \mathrm{I'G'}d\alpha$$

$$\mathrm{I'G'} = \frac{ds}{d\alpha}$$

où $d\alpha$ exprime aussi la rotation élémentaire autour du centre instantané; et le point G' sera la position actuelle du point de contact, car le mouvement de A'B' peut toujours être produit par le roulement d'une courbe mobile sur une courbe fixe, comme dans le cas des vannes Chaubart. Donc, pour satisfaire à la condition du problème, il faut égaler à zéro la somme des moments, par rapport à G', de la pression de l'eau et du poids de la vanne. Cherchons l'expression algébrique de cette somme.

Le moment de la pression exercée par l'eau sera, en valeur absolue :

$$\pi lby\left[\mathrm{I'M'} - \mathrm{I'\,G'}\cos.(\alpha - \beta)\right]$$

ou bien, en remplaçant I'M' et I'G' par leurs valeurs données plus haut :

$$\pi lby\left[\frac{1}{12}\,\frac{b^2\cos.\alpha}{y} - \frac{ds}{d\alpha}\cos.(\alpha - \beta)\right]$$

Exprimons en fonction de dx et de dy le terme $\frac{ds}{d\alpha}\cos.(\alpha - \beta)$; pour cela posons :

$$ds\cos.(\alpha - \beta) = (\cos.\alpha\cos.\beta + \sin.\alpha\sin.\beta)\,ds$$

ou bien, comme $\cos.\beta = \frac{dx}{ds}$ et $\sin.\beta = \frac{dy}{ds}$:

$$ds\cos.(\alpha - \beta) = dx\cos.\alpha + dy\sin.\alpha$$

Le moment de la pression de l'eau devient donc :

$$\pi lb\left(\frac{1}{12}\,b^2\cos.\alpha - y\cos.\alpha\,\frac{dx}{d\alpha} - y\sin.\alpha\,\frac{dy}{d\alpha}\right)$$

et il est évalué dans le sens d'une rotation de Oy vers Ox. Le moment

du poids πlbh de la vanne s'obtiendra en multipliant ce poids par la différence des projections horizontales de I'G' et de I'K'; ce sera :

$$\pi lbh\left[\mathrm{I'G'}\sin.\beta - \mathrm{I'K'}\sin.(\alpha - \theta)\right]$$

ou bien :

$$\pi lbh\left[\frac{dy}{d\alpha} - a\sin.(\alpha - \theta)\right]$$

Comme ce moment est évalué dans le sens d'une rotation de Ox vers Oy, c'est-à-dire en sens contraire du précédent, leur somme algébrique sera la différence des deux expressions; l'on obtiendra donc l'équation des moments :

$$\frac{1}{12}b^2\cos.\alpha + ah\sin.(\alpha - \theta) - y\cos.\alpha\frac{dx}{d\alpha} - (h + y\sin.\alpha)\frac{dy}{d\alpha} = 0 \ldots\ldots\ldots (m)$$

Cette équation étant la seule qui doive nécessairement lier entre elles les variables x, y et α, la solution du problème est indéterminée. Il en résulte qu'on peut se donner arbitrairement la courbe II'I'', c'est-à-dire une certaine relation entre x et y, et déduire ensuite α de l'équation (m). Le mouvement de la vanne serait ainsi déterminé, puisque l'on connaîtrait la translation de l'un de ses points I' et ses rotations successives $d\alpha$ autour de ce point. On en conclurait les courbes qui, roulant l'une sur l'autre, pourraient produire ce mouvement.

Supposons, par exemple, que le lieu géométrique des points I' soit une droite horizontale parallèle à l'axe des x, et, qu'en outre, $\theta = 90°$.

Dans ce cas, y est une constante C, $\frac{dy}{d\alpha} = 0$ et $\sin.(\alpha - \theta) = \cos.\alpha$; l'équation (m) devient alors :

$$\frac{1}{12}b^2 - ah - \mathrm{C}\frac{dx}{d\alpha} = 0$$

d'où :

$$\frac{dx}{d\alpha} = \frac{\frac{1}{12}b^2 - ah}{\mathrm{C}} = r$$

Mais, puisque $dy = 0$, l'on a : $ds = dx$ et $\frac{ds}{d\alpha} = \frac{dx}{d\alpha}$; par consé-

quent la distance I'G' est constante, ce qui prouve que le centre instantané de rotation décrit, relativement à la vanne, un cercle ayant r pour rayon et I' pour centre. En outre, la distance verticale du point G' à l'axe des x aura pour valeur $C + I'G' \cos. \beta = C + r$, car β est constamment nul, attendu que le point I' se meut horizontalement. Il suit de là que, relativement aux axes fixes Ox et Oy, le centre instantané G' se meut sur une droite horizontale.

Or, si l'on se rappelle cette propriété générale du mouvement des figures planes dans leur plan, savoir : que ce mouvement peut toujours être produit en faisant rouler le lieu géométrique des points de la figure mobile, qui coïncident successivement avec le centre instantané de rotation, sur le lieu géométrique de ces centres tracé dans le plan fixe, on en conclura facilement que, dans le cas considéré, il faut relier à la vanne un cercle décrit autour du point I' avec r pour rayon, et le faire rouler sur l'horizontale menée en dessous de l'axe des x à la distance $C + r$.

La constante C sera déterminée d'après la position initiale que l'on voudra donner à la vanne, position qui peut être choisie arbitrairement, dans certaines limites, sans que la théorie précédente cesse d'être applicable.

Supposons, par exemple, que la position initiale soit verticale, et que l'extrémité A' affleure le niveau normal de l'eau; l'on aura, alors : $C = \frac{b}{2}$, et, par suite :

$$r = \frac{1}{6} b - \frac{2\,ah}{b}$$

$$C + r = \frac{2}{3} b - \frac{2\,ah}{b}$$

Comme nous avons supposé $\theta = 90°$, on devra, dans les applications, tenir compte de cette hypothèse, en construisant la vanne de manière que la ligne qui joint son centre de gravité au centre de figure de la surface pressée par l'eau soit perpendiculaire à cette surface.

Dans le second système de vannes inventé par M. Chaubart, et que nous avons décrit aussi dans notre *Première partie*, l'équation en x, y et α est très-compliquée. Le problème est encore indéterminé ; mais,

lors même qu'on profiterait de cette indétermination pour simplifier l'équation par des hypothèses particulières, il serait encore très-difficile d'arriver à deux relations, sous forme finie, entre les trois variables. Aussi est-il préférable de déterminer la courbe par points, en adoptant un procédé graphique approximatif, analogue à celui qui est indiqué par M. Bresse, dans son *Cours de mécanique appliquée*.

Les vannes autorégulatrices de M. Chaubart permettent de résoudre d'une manière satisfaisante le problème de l'alimentation régulière des canaux, indépendamment du personnel. Elles procurent aussi le moyen de faire circuler dans un canal horizontal des quantités d'eau plus ou moins considérables pour le service des irrigations et des usines, c'est-à-dire d'utiliser, au profit de ces deux industries, toute l'eau surabondante dont on peut disposer, sans nuire à la navigation montante et sans dégrader les berges.

Néanmoins, ces appareils ne seraient pas susceptibles d'emploi, ou au moins d'emploi continu, sur les canaux et les usines où l'eau devient quelquefois si rare, qu'on est obligé d'étancher les meilleures vannes avec de la terre et du fumier. En effet, quelque rigoureux que soit l'ajustement de leurs parties, les vannes Chaubart perdent, en général, une quantité d'eau notable par les côtés et par la partie inférieure qui ne bat pas hermétiquement contre le seuil. Comme la mobilité tient à l'essence de ce système, on n'arrivera jamais à le rendre étanche comme une vanne ordinaire; mais il serait facile de concevoir une disposition qui permît d'isoler l'appareil lorsqu'il devient inutile pendant que les eaux sont rares, et qui le remît promptement en communication avec le bief dès qu'elles tendent à dépasser le niveau normal.

APPLICATIONS.

Barrages de l'Escaut.

Les barrages de l'Escaut, construits d'après le projet général de canalisation de ce fleuve par l'ingénieur Vifquain, se composent de quatre à cinq pertuis, ayant de 5^m10 à 5^m40 d'ouverture et fermés par des poutrelles horizontales ou par des vannes.

La description suivante s'applique au barrage construit en aval du

canal d'Espierre à Roubaix ; elle est extraite du Mémoire publié sur cette construction par M. *Piérard,* ingénieur des ponts et chaussées.

Description générale. — Le barrage présente quatre pertuis, dont trois sont fermés par des poutrelles horizontales et le quatrième par trois vannes destinées au règlement de l'étiage (fig. 43).

La largeur du pertuis de navigation est de 5^m40 ; celle des passages extrêmes est de 5^m10 et celle de l'ouverture munie de vannes est de 5^m20 (fig. 42).

Les passages sont séparés par des piles en maçonnerie de 2 mètres d'épaisseur ; la largeur totale du barrage entre les parements des culées est de 26^m80.

La passe de navigation et le pertuis-régulateur à vannes occupent le milieu du barrage, la première se trouvant du côté du chemin de halage.

Les culées ont 1^m75 d'épaisseur moyenne ; elles sont terminées par des murs en retour de même épaisseur, et consolidées par des contreforts de 1^m50 de largeur sur 1^m25 de saillie. Les parements, du côté des terres, présentent quatre retraites de 0^m375 chacune.

La longueur des piles et culées est de 10 mètres. Les avant-becs, les coulisses et les arrière-becs sont construits en pierre de taille bouchardée ; les tablettes de recouvrement sont en pierre de taille ciselée ; le surplus des parements est en moellons piqués, et toute la maçonnerie de remplissage en moellons bruts.

A l'emplacement du barrage, le terrain se présentait dans des conditions très-favorables, puisque après avoir traversé des couches de terre, d'argile et de sable, on parvenait à atteindre une couche épaisse et consistante de sable mêlé d'argile, sur laquelle l'ouvrage pouvait être fondé sans crainte. Cette considération jointe aux difficultés éprouvées dans le battage des pilots d'essai fit renoncer au projet que l'on avait d'abord de fonder sur pilotis et adopter le système suivant.

Les fondations sur lesquelles le barrage est assis comprennent un grillage et un plancher, encastrés dans un massif général de maçonnerie en moellons bruts, avec parement en moellons piqués et appareillés. Ces fondations, qui forment le radier et l'arrière-radier, existent sous toute l'étendue du barrage ; elles se prolongent à 25 mètres en aval, et pénètrent de 0^m50 sous les talus de la dérivation. Elles

sont entourées d'une enceinte continue de pilots et de palplanches, composée comme suit.

Un encoffrement en maçonnerie de 2m50 de profondeur, compris entre deux lignes de pilots et de palplanches, règne sur toute la longueur de la tête d'amont et s'oppose, ainsi que la file de palplanches battue à l'extrémité de l'arrière-radier (fig. 42), aux infiltrations de l'amont vers l'aval. L'encoffrement est fermé sur les côtés par d'autres lignes de palplanches et pilots, et garanti ainsi des infiltrations latérales, qui sont à craindre vu la proximité des marais; ces dernières files servent encore à retenir le pied des perrés en moellons piqués construits sur toute la longueur de l'arrière-radier, et qui ont pour objet de préserver les talus de l'action destructive produite par la chute des eaux, ainsi que de l'enlèvement des poutrelles de barrage.

Le reste de la fondation fut exécuté selon les prévisions du projet antérieur; seulement, au lieu de se borner à remplir en maçonnerie de moellons bruts les cases du grillage, on répartit également cette maçonnerie au-dessous des traversines et au-dessus des lambourdes, dans le but d'obtenir un tout plus solidaire.

En arrière des avant-becs des piles, on a ménagé des feuillures de 0m30 de largeur, qui servent de battées aux poutrelles de barrage. Indépendamment de ces feuillures, des coulisses de 0m30 de largeur et de profondeur sont refouillées dans les piles, à 2m40 de la tête d'aval, et sont destinées à recevoir des poutrelles en cas d'accident (fig. 42).

A la suite de l'arrière-radier, on a construit un faux radier, de 10 mètres de longueur, composé d'une couche de fascines, fixées au sol par de forts piquets clayonnés et recouvertes de blocailles.

Description détaillée. — Les pilots employés sont en hêtre ou en sapin du pays, et non écorcés. Ils ont 4m50 de longueur, 0m30 et 0m20 de diamètre aux extrémités; leur espacement est de 1m25 d'axe en axe.

Les chapeaux sont composés de poutres, ayant au moins 6 mètres de longueur; leur équarrissage est de 0m30 sur 0m30. Les parties de chaque cours sont assemblées entre elles par un trait de Jupiter simple et un boulon à vis et écrou de 0m025 de diamètre. Les chapeaux sont réunis aux pilots par tenons et mortaises ayant 0m30 de hauteur et 0m10 de largeur.

Les palplanches des deux files d'amont et de la tête d'aval ont 4 mètres de longueur, 0m25 à 0m35 de largeur et 0m10 d'épaisseur; celles des files latérales ont 2 mètres de longueur sur 0m06 d'épaisseur. Ces palplanches sont taillées à rainures et languettes, affûtées de 0m30 sur les grandes faces, et fixées chacune au chapeau par trois clous barbelés.

Le grillage est formé de traversines et de longrines assemblées entre elles à tiers bois. L'équarrissage des traversines est de 0m30 sur 0m30; celui des longrines, de 0,20 sur 0,30. Les pièces de chacun de ces cours ont 6 mètres au moins de longueur, et sont réunies par un trait de Jupiter simple avec boulon à vis et écrou de 0m025 de diamètre. Les longrines et traversines sont fixées entre elles, à chaque point de croisement, par deux gournables en chêne dur, de 0m03 d'épaisseur et 0m30 de longueur.

Un plancher, en madriers de 0m10, occupe l'intervalle laissé entre les longrines. Ces madriers sont fixés à chaque traversine par deux chevilles en bois de chêne.

Sous le radier, le plancher est solidement contenu par 9 cours de lambourdes, de 0m25 sur 0m30, faisant corps avec le grillage par des assemblages à tiers-bois et des boulons barbelés de 0,03 de diamètre et 0,60 de longueur.

Tous les bois de fondation, excepté les pilots, sont en hêtre.

Entre les deux files de palplanches d'amont, il a été construit un massif de maçonnerie en moellons bruts, qui descend à 2m50 au-dessous de la surface du radier (fig. 42).

On a enlevé de même une couche de terre de 0m425 sous toute l'étendue du radier et de l'arrière-radier, et on y a substitué de la maçonnerie de moellons bruts, dans laquelle sont posées les longrines et les traversines; les cases du grillage ont été arasées avec du mortier, de la chaux vive et des bricaillons. Les travaux ont été conduits en partant des extrémités latérales et se dirigeant vers l'axe de l'ouvrage, où l'on faisait refluer toutes les eaux des infiltrations dans une rigole de décharge qui aboutissait au puisard des machines d'épuisement.

La maçonnerie au-dessus du plancher se compose d'une couche de moellons bruts, de 0m375 d'épaisseur, posée et arasée dans un béton

de mortier et de brique pilée. Sur cette couche, dans les passages et dans toute l'étendue de l'arrière-radier, est superposé un recouvrement en moellons de Tournai, taillés à la grosse pointe, dont les assises ont 0^m40 de largeur; chaque pierre a 0^m30 d'épaisseur et 1^m00 au moins de longueur. Aux extrémités du radier, sous chaque passage, l'appareil présente des plates-bandes de 1^m50 de largeur; l'extrémité de l'arrière-radier présente une disposition analogue, et les contours du parement des piles, des culées et des perrés qui reposent sur l'arrière-radier, sont reproduits dans l'appareil des radiers par des carreaux et boutisses ayant alternativement 0^m80 et 1^m20 de largeur, et pénétrant de 0^m15 à 0^m30 sous les massifs d'élévation.

Des ancres en fer, en forme de T, de 2 mètres de longueur et de 0^m04 sur 0^m03, relient la clef des plates-bandes du radier à la quatrième assise vers l'intérieur; d'autres ancres à clef, et de 1^m20 de longueur, réunissent les coussinets à la première pierre des avant et arrière-becs.

L'aire du radier correspond au niveau du plafond de la dérivation, et est placée à 6^m27 au-dessous des tablettes du couronnement.

Le faux radier, qui a 10 mètres de longueur, est formé d'une couche de fascines, de 0^m25 d'épaisseur, appliquée sur le fond de la dérivation déblayé horizontalement sur 0^m80 de hauteur. Les fascines sont fixées au sol par dix lignes de forts piquets, de 1^m75 de longueur et 0,07 de diamètre; ces piquets, distants de 1 mètre d'axe en axe, sont clayonnés sur 0^m20 de hauteur; un piquet sur trois est chevillé à la tête.

Une couche de moellons vient s'araser au niveau du radier et de l'arrière-radier.

Le faux radier est terminé par une ligne de piquets, de 2 mètres de longueur, clayonnés sur toute l'épaisseur des couches de fascines et de moellons.

Les parements des piles et culées sont élevés verticalement. La maçonnerie intérieure de ces massifs est en moellons bruts; les avant-becs avec feuillure, les arrière-becs, les parpaings et les chaînes des coulisses sont en pierre de taille de grand appareil travaillée à la boucharde et ciselée au pourtour des joints; les autres pierres de pa-

rement sont en moellons piqués. Les tablettes de recouvrement sont taillées au fin ciseau sur toutes les faces vues.

Les moellons et la pierre de taille proviennent des carrières de *Chercq*, près de Tournai. On distingue dans ces carrières deux espèces de pierres : la première, connue sous le nom de *pierre bleue*, qui est de couleur foncée, ne contient pas de cristaux brillants et provient du premier banc dont on retire la pierre de taille proprement dite ; l'autre espèce, appelée *pierre grise*, est d'un aspect gris-bleuâtre, à points scintillants, et provient du banc dit de *Dix-pieds*, qui est situé au-dessous du niveau de l'eau.

La pierre grise n'est jamais gélive, tandis que l'on rencontre ce défaut dans l'autre espèce, surtout dans les pierres exploitées au-dessus du niveau de l'eau. Quand ces deux sortes de pierres sont taillées au ciseau, leur aspect est presque le même.

On a employé, au barrage d'Espierre, la pierre grise pour les tablettes de recouvrement, les garde-radiers, les coulisses, les parpaings, les avant et arrière-becs.

On y a adopté la pierre bleue pour les moellons piqués du parement des piles et des culées, ainsi que pour le pavement du radier et de l'arrière-radier.

Les pierres des avant et arrière-becs ont alternativement 1 mètre et $1^{m}25$ de queue, et sont disposées à joints transversaux à la direction de l'axe du barrage, pour éviter les filtrations de l'amont vers l'aval.

Les boutisses des chaînes de coulisses se contre-buttent d'un parement de la pile à l'autre, et les panneresses y ont $0^{m}60$ de longueur.

L'épaisseur des assises des piles et culées est de $0^{m}33$. Toutes les pierres de parement sont agrafées entre elles, de deux en deux assises, jusqu'à la hauteur des plus basses eaux, et d'assise en assise entre ce niveau et celui des plus fortes crues.

Les pierres des tablettes, qui ont $1^{m}50$ au moins de longueur, sont réunies à queue d'aronde.

Le mortier des radiers et des maçonneries d'élévation a été composé de trois parties de chaux éteinte, de la qualité la plus hydraulique des environs de Tournai, et de deux parties de cendrée passée au tamis. Les mortiers ont été battus trois fois ; la dernière trituration qui avait

lieu le troisième jour, s'opérait sous la pression d'une meule mise en mouvement par un manége.

Deux échelles en cuivre graduées sont boulonnées à doguet aux murs de tête de la culée de gauche, et indiquent la hauteur de l'eau au-dessus du radier.

Les poutrelles sont maintenues en place par des poteaux de pression (fig. 44), qui se meuvent entre des colliers boulonnés à des montants ou glissoirs solidement fixés aux maçonneries et interposés entre les feuillures et les poutrelles.

Les poteaux de pression sont évidés à tiers-bois sur une hauteur égale à celle de la retenue, qui est de $4^{m}65$; ils présentent une série d'ouvertures circulaires distantes entre elles de $0^{m}045$ et disposées sur deux lignes.

Pour les manœuvrer, on se sert d'un levier coudé, que l'on appuie contre une forte ferrure attachée aux glissoirs, et contre une broche en acier placée dans une des ouvertures du poteau. Selon la force à déployer, deux hommes agissent directement avec les mains à l'extrémité du levier, ou bien se suspendent à un bracon arrondi, également fixé au montant. Dès que le poteau est soulevé ou abaissé d'une division, un troisième manœuvre glisse une broche d'arrêt dans l'ouverture du poteau la plus rapprochée du collier supérieur, pour l'empêcher de descendre ou de se relever; l'on continue d'agir ainsi par secousses successives.

Les glissoirs sont en bois de chêne; ils ont $8^{m}75$ de hauteur et $0^{m}30$ sur $0^{m}25$ d'équarrissage. Leur tête est taillée en pointe et garnie d'une frette encastrée dans le bois. Ils sont fixés aux maçonneries par un collier et deux pattes en fer.

Les colliers qui servent à guider les poteaux de pression, les ferrures d'appui du levier et les bracons de suspension sont réunis aux glissoirs par des boulons à écrou.

Les poteaux de pression sont en bois de chêne; ils ont $6^{m}45$ de longueur et $0^{m}15$ sur $0^{m}15$ d'équarrissage. Ils présentent une partie inférieure pleine, sur une hauteur de $1^{m}64$, égale à peu près à la distance comprise entre le niveau de la retenue et le point d'appui du levier.

Les poutrelles, au nombre de dix-neuf pour chaque passage, sont

en bois de sapin rouge de Riga ; deux assortiments ont 5m60 et le troisième 5m80 de longueur ; leur équarrissage commun est de 0m24 sur 0m24 ; elles portent à la tête un anneau qui est retenu par un boulon barbelé et auquel est attachée une chaîne de 6m50 de longueur.

Les vannes régulatrices ont 3m80 de hauteur, 1m68 de largeur et 0m08 d'épaisseur. Elles sont formées de madriers horizontaux, assemblés à rainures et languettes, et renforcés par deux traverses chevillées par trois gournables à chacun d'eux. Une double fourchette embrasse la vanne, et est reliée à la crémaillère par trois boulons.

Les crics ont trois pignons, sur chacun desquels on peut appliquer directement la manivelle, selon la force dont on dispose ou en raison de la rapidité que l'on veut imprimer à la manœuvre.

Les vannes peuvent être levées jusqu'à 5m40 au-dessus du radier, hauteur qui est supérieure à la cote des plus fortes eaux.

Contrairement à ce qui a été adopté à d'autres barrages de l'Escaut, l'emploi du cric a prévalu ici sur celui de la vis pour la manœuvre des vannes, par le motif que les vis se prêtent moins bien à des efforts qui doivent se produire avec des vitesses variables; celles-ci conviennent surtout lorsqu'on veut obtenir un effet utile constant avec une grande force et peu de vitesse.

On a aussi renoncé, pour ce barrage, au système de fermeture par vantelles superposées, par la considération que celles-ci exigent la force de trois hommes pour être enlevées et amenées sur le pont de service, lors même qu'on dispose de treuils à engrenages ; on peut ajouter que, dans ce système, les pièces principales souffrent beaucoup et réclament de fréquentes réparations.

Un pont de service, pour la manœuvre des crics, est adapté aux montants du châssis des vannes par quatre consoles en fonte et des boulons barbelés ; aux consoles sont vissés les montants d'un garde-corps en fer forgé.

Le pont établi sur le barrage a 3m50 de largeur ; il se compose d'une partie fixe et d'un pont-levis à flèches établi au-dessus de la passe navigable.

BARRAGE DU FRONT 2-3 DE LA NOUVELLE ENCEINTE D'ANVERS.

L'ouvrage se compose (fig. 45) de deux culées et de deux piles, séparées entre elles par des intervalles de 4 mètres, et reposant sur un radier général en maçonnerie.

Ce dernier, descendu à la cote (— 1,00), est établi directement sur un terrain de sable et gravier coquillier ; son épaisseur est de $1^{m}00$, tant sous les passages, les piles et les culées que sous les murs en aile dont ils constituent les fondations. Le massif présente à l'extérieur une saillie de $0^{m}30$ sur les nettes maçonneries.

Les têtes du barrage et des murs en aile sont défendues par une file de palplanches contre les affouillements qui peuvent se produire par le fait du déversement des eaux et par suite des variations du niveau du canal et des fossés de la place. Ces palplanches s'appuient à la tête contre un chapeau formant ventrière et assemblé à tenon et mortaise avec une ligne de pilots extérieurs de $0^{m}30$ d'équarrissage, espacés entre eux de $1^{m}50$.

Entre le radier et le sommet de la maçonnerie des culées, il n'y a que $4^{m}20$ de différence de niveau ; celles-ci étant, en outre, arc-boutées par les murs en aile, qui forment contre-forts, leur épaisseur a pu être réduite sans inconvénient à $1^{m}50$, sur des longueurs respectives de $3^{m}50$ et $4^{m}00$ correspondant au pont de service.

Ce pont, qui a $3^{m}20$ de largeur de tablier, établit en même temps la continuité du chemin d'exploitation ménagé sur le pourtour extérieur de l'enceinte.

Les piles ont $5^{m}00$ de longueur sur $1^{m}00$ d'épaisseur; elles se terminent des deux côtés par des avant-becs arrondis, le courant pouvant être alternatif.

Il a été ménagé dans les parements des culées et dans les avant-becs des piles, du côté des fossés du front 2-3, des coulisses verticales de 0,30 de largeur sur 0,25 de profondeur pour les poutrelles du barrage.

Les maçonneries sont en briques et mortier très-hydraulique, à l'exception des pierres de coulisses, d'avant-becs, de seuils, de tablette, de têtes d'amont et d'aval, et de chaînes d'angle ou de rampant, qui sont en pierre de taille des Écaussinnes (fig. 46).

Les avant-becs se composent de 14 assises de 0m30 d'épaisseur; elles ont 0m40 de largeur du côté du canal, et 0m90 à l'extrémité de la pile qui porte les rainures.

Les pierres des têtes d'amont et d'aval ont alternativement 0m50 et 0m80 de queue et de parement.

L'épaisseur des seuils et des tablettes est de 0m20, leur largeur de 0m50.

Le sol est garanti, des deux côtés, contre les affouillements provenant des chutes et des courants, par un faux radier en fascinages, lesté de pierres et recouvert d'un pavement en pierres de 0,25 de queue. Ces faux radiers ont 8 mètres de longueur et une largeur d'environ 20 mètres. Leur pavement est de niveau avec le plan supérieur du radier général, c'est-à-dire à la cote (0,00).

CHAPITRE SEPTIÈME.

BARRAGES A FERMETTES OU A HAUSSES MOBILES.

CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES.

Les barrages n'étant nécessaires à la navigation que dans les époques d'étiage, et les pertuis offrant, comme nous l'avons vu, de nombreux inconvénients, on emploie généralement de nos jours un système mixte, comprenant deux parties distinctes : l'une, est un barrage fixe, formant déversoir à l'occasion, et destiné à régler le régime; l'autre, qui est mobile à volonté, retient comme la première les eaux à l'étiage, mais pouvant rester ouverte d'une manière permanente dès que le mouillage a atteint une hauteur convenable, elle permet une navigation d'autant plus facile que le débouché du barrage mobile est plus étendu.

Quelquefois la partie mobile est divisée en plusieurs pertuis par des piles, ordinairement submersibles, qui sont reliées entre elles par un radier général en béton, afin de retenir l'eau quand les pertuis sont barrés et pour résister aux affouillements qui se produiraient dans les passages lorsque ceux-ci sont ouverts. Ce genre de barrages mobiles est très-coûteux et présente de sérieux dangers pour la navigation, surtout par suite du surcroît de vitesse résultant de la contraction entre les piles.

On exécute presque généralement aujourd'hui des barrages mobiles dont toutes les parties de la passe, fermettes ou hausses, peuvent être abattues et appliquées sur un radier général quand les eaux dépassent

suffisamment la hauteur de l'étiage, de sorte que le relief du barrage mobile au-dessus du fond s'efface entièrement, et qu'il se présente ainsi une passe navigable continue. On y ajoute d'ordinaire une écluse latérale, destinée à permettre la navigation pendant les basses eaux, et à faciliter en tout temps le passage aux bateaux montants qui trouveraient parfois trop de difficulté à franchir la passe.

BARRAGES A AIGUILLES ET FERMETTES MOBILES.

Ce système n'est rien autre qu'un barrage à aiguilles, maintenues par une saillie du radier et par une série de fermettes verticales en fer forgé susceptibles de se rabattre sur le radier en se recouvrant.

Ces fermettes (fig. 47) sont de forme trapézoïdale, consolidées par un bracon et mobiles autour de leur base horizontale.

Elles sont réunies entre elles par des chaînes ; de sorte qu'en relevant une ferme, on entraîne à sa suite hors de l'eau le bout de la chaîne de la ferme suivante, ce qui permet de relever cette dernière, et ainsi de suite (fig. 48).

Chaque ferme relevée est maintenue dans la position verticale par une traverse en fonte qui la lie à la précédente déjà en place.

Ces manœuvres s'exécutent par deux ou trois hommes, qui s'avancent sur les fermes, au fur et à mesure qu'elles sont relevées et fixées, au moyen de madriers posés d'une ferme à l'autre et formant un léger pont provisoire de service. Quelquefois les barragistes s'aident d'un petit treuil portatif.

Les fermettes, les crapaudines *a* et *b* (fig. 49) et le grillage en bois sont disposés de façon à pouvoir être enlevés facilement en cas de réparation.

Le barrage peut être à volonté terminé à une ferme, et former ainsi un pertuis plus ou moins étendu. Mais on règle d'ordinaire les variations du débit en rapprochant ou distançant plus ou moins les aiguilles.

Nous traiterons ce qui concerne la construction et la résistance du radier en exposant le système à hausses mobiles. Nous examinerons seulement ici, d'une manière succincte, l'action des diverses forces qui agissent sur les parties du barrage proprement dit.

Les efforts auxquels une fermette doit résister sont : 1° une force P (fig. 50), résultant de la pression de l'eau, et agissant suivant une direction connue, perpendiculaire à la surface extérieure des aiguilles ; 2° le poids d'un tablier supérieur et des charges accidentelles que celui-ci peut avoir à supporter.

Le bracon est la pièce principale de la fermette ; c'est lui qui est appelé à résister à la plus grande partie de la force P. Son équarrissage doit donc être calculé en conséquence.

Cette pièce est encore soumise à la condition de ne pouvoir tourner autour du point *a* ni glisser le long de *ad*. Le montant *ab*, retenu à demeure en *a*, sert à empêcher le premier mouvement ; le point d'arrêt *d*, et, au besoin, la traverse *ad*, s'opposent au second.

Les deux points d'arrêt *a* et *d* s'obtiennent au moyen des tourillons qui terminent la traverse inférieure *ad* et des crapaudines dans lesquelles ils pénètrent ; c'est d'après les dimensions que doivent recevoir ces tourillons que l'on déterminera celles de la traverse *ad*.

Si la fermette n'avait à résister qu'à la force P, le système formé par les trois pièces *ab*, *ad* et *bd* serait suffisamment complet ; les deux autres pièces n'ayant guère d'utilité que pour l'établissement du pont provisoire, c'est donc d'après le poids de ce pont et de sa charge accidentelle que l'on peut calculer leurs dimensions.

Quoique la hauteur $bD = H$ de la fermette soit plus ou moins donnée à priori, le problème à résoudre, dans le cas le plus général, consiste à profiter de l'indétermination de H et des angles γ et β dont tous les autres dépendent, pour calculer, au moyen des fonctions dérivées, les valeurs de ces variables qui correspondent au *maximum* de résistance du triangle *abd*, avec la moindre quantité de matière.

La solution rigoureuse d'un tel problème ne serait guère possible, si l'on voulait tenir compte de toutes les forces, soit de puissance, soit de résistance, qui sont en action ou qui peuvent se développer dans le système. D'un autre côté, comme il est indispensable, dans la pratique, de limiter la longueur des aiguilles à cause des difficultés de la manœuvre, l'angle γ doit nécessairement s'éloigner très-peu de 90° ; il peut donc être considéré comme déterminé d'avance, et dès lors l'indétermination ne tombe plus que sur β et H.

Or, la disposition la plus avantageuse du système, au point de vue

de la résistance, est évidemment celle dans laquelle β serait égal à α, les montants *ab* et *cd* étant, en outre, verticaux et supportant chacun la moitié de la charge supérieure. Mais, dans ce cas, la longueur des pièces *bd* et *ad* s'étendrait outre mesure; cette augmentation entraînerait aussi avec elle l'élargissement du radier, et, par suite, un accroissement considérable de la dépense, ainsi qu'un surcroît notable de difficultés dans la manœuvre. La valeur de la composante P de la pression diminue, il est vrai, à mesure que H augmente; mais, par contre, la tendance à la flexion s'accroît pour les pièces *bd* et *ab*; de sorte que ces deux résultats influent en sens contraire pour la détermination de l'équarrissage du bracon et du montant *ab*.

En résumé, il est facile de voir que le problème ne peut être considéré au point de vue général, et qu'il est impossible d'en faire une question de *maximum*, en égalant à zéro les dérivées par rapport à β, γ et H.

Il faudra, dans la pratique, donner à H, β et γ, les valeurs qui paraissent les plus avantageuses pour réaliser les différentes conditions que nous venons d'énumérer, et combiner de la manière la plus favorable les longueurs ainsi que la position des pièces *ab* et *bd*, pour obtenir à la fois une résistance satisfaisante dans toutes les dispositions du système, et une facilité suffisante dans l'abatage et le relèvement des fermettes, tout en évitant d'exagérer la dépense.

Nous supposerons donc que les longueurs *ad*, *bc* soient connues, et que les lignes *ab*, *bd* soient déterminées de position par la connaissance des angles γ et β.

Les équarrissages des différentes parties de la fermette pourront être calculés de la manière suivante :

Soit CB (fig. 50), le niveau normal en amont du barrage.

Appelons P″ la pression de l'eau sur la partie AB = L de la longueur des aiguilles. La composante P′ de cette force sera égale à P″ *cos* α, et elle transmettra en *b* une pression P représentée par la relation :

$$P = P' \times \frac{AO}{Ab} = P'' \cos.\alpha \frac{\frac{L}{3}}{\frac{H}{\cos.\alpha}} = P'' \frac{L \cos.^2\alpha}{3H}$$

Si A représente la longueur du barrage à aiguilles, n le nombre de fermettes et H′ la hauteur d'eau AE, l'on aura :

$$P'' = \frac{AH'^2}{2n} \quad \text{ou bien} \quad \frac{A}{2n} L^2 \cos.^2 a$$

Désignons par Q le poids total du pont et de sa surcharge accidentelle; cette force produira en b une pression verticale $\frac{Q}{2}$ dont l'action M suivant bd sera donnée par la relation :

$$M : \frac{Q}{2} = \cos. \gamma : \sin. (\gamma + \beta)$$

d'où :

$$M = \frac{Q}{2} \cdot \frac{\cos. \gamma}{\sin. (\gamma + \beta)}$$

L'on aura de même, pour la composante N de $\frac{Q}{2}$ dirigée suivant ba :

$$N = \frac{Q}{2} \cdot \frac{\cos. \beta}{\sin. (\gamma + \beta)}$$

Quant à la pression P, elle peut se décomposer en deux forces, M′ et N′, dont la première produit sur le bracon un effort de compression qui a pour valeur :

$$M' = P \cos. (\beta - \alpha)$$

et dont la seconde N′ tend à faire fléchir cette pièce censée encastrée au point d; cette composante a pour expression :

$$N' = P \sin. (\beta - \alpha)$$

Si l'on décompose maintenant la force N en deux autres, dont l'une Z soit dirigée suivant bd, et dont l'autre Z′ lui soit perpendiculaire, l'on pourra considérer le bracon comme sollicité par les forces suivantes : 1° M et Z, qui produisent la compression; 2° N′ et Z′, qui agissent en sens contraire l'une de l'autre pour produire la flexion de bd, par rotation autour du point d'encastrement d, et dont l'action est représentée par N′ — Z′.

Il résulte de ce qui précède, que le bracon se trouve dans le cas d'un solide encastré en d et sollicité à son autre extrémité b par une force R dont la valeur est :

$$R = \sqrt{(M + M' + Z)^2 + (N' - Z')^2}$$

et dont la direction est donnée par la relation :

$$\text{Tang. } \omega = \frac{N' - Z'}{M + M' + Z}$$

dans laquelle ω est l'angle que fait cette direction avec la ligne *bd*.

Remplaçant Z et Z' par leurs valeurs :

$$Z = N \sin. (\gamma + \beta) = \frac{Q}{2} \cos. \beta$$

$$Z' = N \cos. (\gamma + \beta) = \frac{Q}{2} \cos. \beta \text{ cotang. } (\gamma + \beta)$$

l'on obtient pour R l'expression :

$$R = \frac{Q}{2 \sin (\gamma + \beta)} \sqrt{\frac{\left[\cos. \gamma + \sin. (\gamma + \beta) \left\{\cos. \beta + \frac{2P}{Q} \cos. (\beta - \alpha)\right\}\right]^2}{+ \left[\frac{2P}{Q} \sin. (\beta - \alpha) \sin. (\gamma + \beta) - \cos. \beta \cos. (\gamma + \beta)\right]^2}}$$

et pour tang. ω :

$$\text{tang. } \omega = \frac{\cos. \gamma + \sin. (\gamma + \beta) \left\{\cos. \beta + \frac{2P}{Q} \cos. (\beta - \alpha)\right\}}{\frac{2P}{Q} \sin. (\beta - \alpha) \sin. (\gamma + \beta) - \cos. \beta \cos. (\gamma + \beta)}$$

La section du bracon sera donc un rectangle, dans lequel on pourra établir entre les côtés *a* et *b* la relation :

$$\frac{a}{b} = \frac{7}{10}$$

afin de n'avoir qu'une variable à déterminer dans l'équation des moments.

En général, la longueur du bracon est fort grande relativement aux dimensions transversales; si donc on le considère comme une pièce chargée debout, il suffira de s'assurer que la flexion est impossible. Cette condition exige que l'on ait :

$$R = \text{ou} < \frac{\pi^2 \varepsilon}{4 l^2}$$

expression dans laquelle π est le rapport de la circonférence au diamètre, ε le moment d'élasticité de la section transversale, et $2\ l$ la

longueur *bd*. La section transversale étant un rectangle, on a :

$$\epsilon = E\frac{ab^3}{12}$$

E, étant le coefficient d'élasticité de la matière employée. Par suite :

$$R = \frac{\pi^2 E a b^3}{48\, l^2}$$

D'après cette dernière relation, la pièce serait soumise à un effort permanent correspondant à la limite d'élasticité. Pour obtenir une sécurité suffisante, il convient, pour la pratique, de donner à R une valeur double de celle que l'on aura trouvée par le calcul, ce qui revient ici à calculer *b* par la formule :

$$b = \sqrt[3]{\frac{96\, R l^2}{\pi^2 a E}} = \sqrt[4]{\frac{960\, R l^2}{7\, \pi^2 E}}$$

M. Hodgkinson a trouvé pour les pièces chargées debout :

$$E = 16{,}000{,}000{,}000$$

On donne généralement au montant *ab* une section rectangulaire dont le côté transversal est égal à *a;* l'on déterminera le côté théorique des faces parallèles au courant, en considérant la pièce *ab* comme soumise à la compression par la force N. Mais, d'ordinaire, on donne à ce dernier côté une valeur plus forte que celle qui est trouvée par le calcul, à cause des efforts et des chocs qu'elle peut avoir à supporter dans ses diverses positions et dans la manœuvre.

Le calcul de l'équarrissage des pièces *bc* et *cd* ne présente aucune difficulté.

Quant à la traverse inférieure *ad,* l'une de ses dimensions est égale au petit côté du bracon, c'est-à-dire à *a,* afin que celui-ci appuie sur la plus grande surface possible, ce qui est favorable à la stabilité. La hauteur de *ad* est déterminée, ainsi que nous l'avons dit, d'après le diamètre des tourillons qui terminent cette pièce.

La longueur des tourillons peut être considérée comme donnée d'avance; elle est fixée par la condition que, lors des manœuvres, ils ne se dégagent pas trop facilement de leurs crapaudines. Cette longueur est de 0^m10 aux barrages actuels de la Meuse.

Dans la pratique, c'est le tourillon d'aval qui est soumis au plus

grand effort perpendiculairement à son axe ; c'est donc celui dont il faudra calculer le diamètre.

Si l'on suppose que la réaction de la crapaudine puisse agir à l'extrémité libre du tourillon, celui-ci pourra être considéré comme une pièce encastrée par un bout, et sollicitée à l'autre par une force X perpendiculaire à sa longueur et donnée approximativement par la relation :

$$X = M' \sin. \beta + \frac{Q}{2} = P \cos. (\beta - \alpha) \sin. \beta + \frac{Q}{2}$$

On calculera donc le rayon r du tourillon par la formule :

$$R = \frac{4\,Xl'}{\pi r^2}$$

où l' représente la longueur des tourillons et R la résistance du fer à la flexion par mètre carré. Dans la pratique, il est prudent de borner à $\frac{R}{2}$ la limite des efforts permanents : mais, comme les surcharges ne sont ici que temporaires, on peut élever les efforts aux 3/4 de ceux qui sont relatifs à la limite d'élasticité, et faire, par conséquent, R = 9,000,000. D'où l'on conclut :

$$r = \sqrt[3]{\frac{4\,Xl'}{3{,}1415 \times 9{,}000{,}000}}$$

$$r = 0{,}728 \sqrt[3]{l' \left[Q + 2\,P \cos. (\beta - \alpha) \sin. \beta\right]}$$

BARRAGES A HAUSSES MOBILES.

Description générale.

Les barrages à hausses mobiles, dont nous allons donner la description, ont été inventés par M. *Chanoine*, ingénieur français. La première application en a été faite à Conflans-sur-Seine, et les résultats satisfaisants qu'on y a obtenus ont fait adopter ce système, en 1860, pour les barrages de la haute Seine, entre Paris et Montereau (1).

(1) *Annales des ponts et chaussées*. 1859 et 1861.

Un barrage à hausses mobiles, établi en lit de rivière, comprend deux parties distinctes et essentielles : la *passe navigable* et le *déversoir* (fig. 51).

La passe navigable sert à la navigation quand la hauteur d'eau est naturellement suffisante pour que les bateaux trouvent le tirant d'eau qui leur est nécessaire; les hausses ne jouent alors aucun rôle ; elles sont couchées sur le radier. On ne les relève, pour fermer la passe, que lorsque le tirant d'eau devient insuffisant.

Le seuil de la passe navigable est au niveau du fond de la rivière ; il en résulte que, si les hausses de ce pertuis pouvaient basculer spontanément, comme les vannes Chaubart, sous une lame d'eau déversant par dessus leur crête, les corps roulants au fond de la rivière viendraient s'engager entre les hausses et les chevalets qui portent leurs axes de rotation, de sorte que la passe serait bientôt hors d'état de fonctionner. Ainsi, en principe, les hausses des passes navigables ne doivent pas être automobiles.

Le déversoir a, au contraire, son seuil, non-seulement au-dessus du fond du cours d'eau, mais même au-dessus de l'étiage. Ses hausses doivent être automobiles, attendu qu'il a pour objet principal de maintenir le niveau d'amont à une hauteur déterminée, quand le barrage de la passe navigable est debout. Il sert en outre à l'écoulement de l'eau pendant le relèvement des dernières hausses, opération qui deviendrait trop difficile si on laissait le niveau s'élever trop rapidement, et produire une forte chute sur les hausses qui sont encore couchées.

Pour concilier ces deux conditions, il faut, ou bien empêcher momentanément les hausses du déversoir de se relever spontanément quand le niveau d'amont est descendu sous la cote normale, ou bien les coucher toutes sur leur radier pendant qu'on relève celles de la passe navigable. Mais, dans ce dernier cas, la manœuvre du barrage exigerait un temps considérable, et d'ailleurs, la difficulté du relèvement se représenterait alors pour les dernières hausses du déversoir. Il est donc nécessaire de relever celles-ci avant les hausses de la passe, puis de les mettre en bascule sur leurs chevalets d'une manière permanente, c'est-à-dire dans une position presque horizontale, pendant le relèvement de la passe navigable. Ce résultat implique donc, pour

les hausses du déversoir, la condition de pouvoir se mettre facilement en bascule, de s'y maintenir, et enfin d'être facilement redressées par l'éclusier quand la fermeture de la passe navigable est terminée.

On accole généralement au barrage une écluse par laquelle se fait la navigation quand la passe est fermée. Lorsqu'il n'y a pas d'écluse accolée, la navigation ne peut se faire que par lâchures, en abattant les hausses de la passe à des périodes déterminées.

Une hausse se compose d'un panneau rectangulaire en charpente, mobile autour d'un axe horizontal placé à une certaine hauteur au-dessus du radier (fig. 52). Cet axe est formé par la pièce supérieure d'un chevalet en fer, fixé par sa base sur le radier, mais susceptible de tourner autour de cette base, qui constitue ainsi un second axe horizontal de rotation. Un arc-boutant, dont le pied peut s'appuyer contre un heurtoir scellé sur le radier, et dont la tête est articulée avec celle du chevalet, maintient celui-ci dans une position verticale quand son pied porte contre le heurtoir; dans le cas contraire, l'arc-boutant et le chevalet se couchent sur le radier dans le prolongement l'un de l'autre, et la charpente de la hausse s'y couche elle-même en les recouvrant.

Description détaillée.

Parties fixes.

Radiers. — Le radier de la passe navigable étant un ouvrage coûteux à établir, il ne faut lui donner que la longueur réclamée par les besoins de la navigation.

Sur l'Yonne et la petite Seine, les passes navigables ont une longueur de 35 mètres; sur la haute Seine, elles varient, entre Montereau et Paris, de 40 à 55 mètres, mesurés perpendiculairement à la direction de la rivière.

La largeur du radier doit être déterminée par la condition qu'il puisse recevoir les divers organes des hausses, et les batardeaux qui servent à la construction si les fondations sont établies sur béton.

Sur la haute Seine (fig. 52), cette largeur est de $9^{m}50$, dont 6 mètres ont été réservés au milieu pour le pavage qui reçoit les parties

mobiles du barrage, et 1m75 employés de chaque côté à supporter les batardeaux d'enceinte. On n'aurait pu, en cette circonstance, placer les batardeaux en dehors du coffrage du radier, attendu que ce mode de construction, soumis à quelques expériences, n'a point paru avantageux pour les fondations sur des terrains de sable et gravier.

Le radier de la passe doit avoir une épaisseur suffisante pour résister aux sous-pressions pendant les épuisements, et aux forces d'arrachement et de glissement qui agissent pendant que le barrage fonctionne ou qu'on le manœuvre.

Sur la haute Seine, cette épaisseur est de 2 mètres, non compris le pavage.

La longueur des déversoirs est généralement une fois et demie environ celle des passes navigables. Quand la largeur du cours d'eau ne permet pas de placer le déversoir dans le prolongement de la passe et perpendiculairement à la direction du courant, on le dispose obliquement; mais alors l'angle d'inclinaison ne doit pas être moindre que 60°, afin d'éviter que les graviers chassés par les eaux du déversoir ne viennent encombrer le chenal qui fait suite à la passe.

La largeur du radier d'un déversoir de la haute Seine a été fixée à 4 mètres entre les pilots, et 4m36 entre les palplanches (fig. 53), de façon à conserver un espace d'un mètre en amont et en aval des hausses couchées sur le radier.

Le déversoir se compose d'un massif de béton, coulé dans un coffrage en charpente, recouvert d'un pavage en moellons, et couronné par un système de hausses ; mais, comme le massif de béton pourrait subir à la longue des tassements nuisibles aux mouvements des parties mobiles, celles-ci reposent exclusivement sur des traverses et des longrines fixées sur les deux lignes du coffrage, et sur une ligne de pilots intermédiaires enfoncés au refus dans le sol comme les pilots et palplanches du coffrage.

Le poids du massif en béton s'oppose à ce que cette charpente ait un mouvement dans le sens transversal.

Arrière-radiers. — La nature du terrain fera connaître s'il est utile de protéger les radiers des passes et des déversoirs contre les affouillements. Sur l'Yonne, les barrages n'ont pas d'arrière-radiers, et le besoin ne s'en est jamais fait sentir. Les graviers de la Seine étant

moins mobiles que ceux de l'Yonne, on a jugé convenable d'agir de même.

Seuils des passes et des déversoirs. — Le seuil de la passe navigable d'un barrage doit se trouver à une profondeur au moins égale à celle du fond de la rivière en amont.

Sur la haute Seine les seuils des passes sont à 0m60 sous l'étiage. Ils se composent (fig. 52) d'une pièce de bois faisant saillie par sa partie supérieure, qui forme ainsi un arrêt contre lequel vient buter le pied des culasses des hausses quand celles-ci sont dressées.

Le seuil du déversoir est composé (fig. 53) de deux pièces, l'une de 0m10 de hauteur formant arrêt, l'autre, de 0m25 sur 0m50, servant de seuil et s'assemblant à tenon et mortaise avec les traverses.

Heurtoirs. — On a désigné sous ce nom la pièce en fer contre laquelle vient buter le bout du levier de la hausse quand celle-ci est dressée.

Résistance des seuils et des radiers. — Lorsqu'une hausse est debout et forme barrage, elle est soumise à l'action de diverses forces, dont les unes tendent à la maintenir dans sa position et les autres agissent de façon à la faire basculer sur son chevalet.

Les premières sont :

1° La pression due à la hauteur de l'eau sur la face d'amont de la culasse ;

2° La pression due à la vitesse de l'eau sur cette même partie ;

3° La pression due à la hauteur de l'eau sur la face d'amont de la volée ;

4° Le poids de la hausse ;

5° Le frottement de l'axe de rotation dans ses colliers.

Les forces produisant la rotation sont :

6° La pression due à la hauteur de l'eau sur la face d'amont de la volée ;

7° La pression due à la vitesse de l'eau sur cette même partie ;

8° La pression due à la hauteur de l'eau sur la face d'aval de la culasse.

A l'aide des principes posés à propos des vannes Chaubart, on déterminera facilement la résultante normale de toutes les forces qui

agissent sur une hausse déterminée de grandeur et de position et sous une charge d'eau connue.

D'après les calculs de M. Chanoine, cette résultante R serait de 6,481 kilogrammes, pour les hausses de passe navigable adoptées sur la haute Seine, lorsque la chute normale du barrage est de 2^m40, c'est-à-dire la plus forte de celles qui existent entre Paris et Montereau.

Si l'on décompose cette résultante R en deux forces R′ et R″ qui lui soient parallèles, et qui soient appliquées, l'une au droit du seuil, l'autre au droit de l'axe de suspension, l'on trouve :

$$R' = \frac{6481 \times 0,63}{1,35} = 3025^k$$

$$R'' = \frac{6481 \times 0,72}{1,35} = 3456^k$$

la résultante R passant à 0^m63 de l'axe de suspension dans les hausses considérées, et le nombre 135 provenant de la relation :

$$\lambda' \cos. \alpha_1 = 1,35$$

dans laquelle λ' exprime la longueur de la culasse, et α_1 l'angle de la hausse avec la verticale, à l'origine, c'est-à-dire quand la culasse porte contre le seuil.

La composante R′ normale à la hausse au-dessus du seuil peut elle-même se décomposer en deux autres forces F′ et F″, l'une verticale, agissant de haut en bas, et ayant pour valeur :

$$F' = 3025 \cos. 82° = 3025 \times 0,14 = 422^k,50$$

l'autre horizontale, et qui a pour valeur :

$$F'' = 3025 \cos. 8° = 3025 \times 0,99 = 2994^k,75$$

Le seuil subit encore d'autres efforts par l'intermédiaire du chèvalet, ainsi que nous allons le voir.

La composante R″ peut aussi se décomposer en deux forces f' et f'', l'une verticale dans le prolongement de l'axe de figure du chevalet, l'autre suivant l'arc-boutant. Comme ce dernier fait avec la hausse un

angle de 60°, on en conclut que la composante verticale f' a pour expression :

$$f' = 3456 \frac{\sin. 30°}{\sin. 52°} = 3456 \frac{0,50}{0,79} = 2187^k$$

et que f'' a pour valeur :

$$f'' = 3456 \frac{\sin. 98°}{\sin. 52°} = 4331^k$$

Ainsi, le seuil reçoit, par l'intermédiaire des colliers du chevalet, une troisième force f' égale à $2,187^k$ et qui tend à le soulever.

C'est à cette force d'arrachement f' que le système de construction du radier doit opposer une résistance convenable.

D'un autre côté, la composante f'', dirigée suivant l'arc-boutant, se transmet sur le heurtoir, où l'on peut la décomposer en deux forces, φ' et φ'', l'une verticale, l'autre horizontale; l'arc boutant est incliné à 38° sur l'horizon; la composante horizontale φ'' a donc pour expression :

$$\varphi'' = 4331 \cos. 38° = 4331 \times 0,79 = 3421^k$$

et la composante verticale φ' :

$$\varphi' = 4331 \sin. 38° = 4331 \times 0,616 = 2668^k$$

Le radier devra donc être construit de façon à détruire cette force φ'' aussi bien que la composante f'. Quant au seuil, il peut très-bien arriver qu'il soit soumis, en outre, à une sous-pression, ce qui nécessitera encore une plus grande solidité dans ses attaches avec le massif inférieur.

L'emploi d'un seul bloc de pierre exigerait, pour celle-ci, des dimensions énormes; ainsi, pour une hausse de passe navigable de la haute Seine, il faudrait un bloc de pierre cubant de $2^{mc}30$ à $2^{mc}40$.

Outre la difficulté que l'on trouverait à se procurer de pareilles pierres, celles-ci occasionneraient de grandes difficultés de pose et de réparations. Par suite de ces inconvénients, on a adopté un système d'ancres qui relient le seuil de la passe au massif en béton des fondations.

Pour chaque hausse il y a une ancre, formant tire-fond vertical (fig. 52). Sa tige traverse à la fois la pierre qui forme l'encastrement

du seuil du radier et le seuil en bois qui porte les crapaudines du chevalet de la hausse ; un écrou muni de sa rondelle la fixe sur la partie supérieure du seuil ; sa boucle, placée sous la pierre de l'encastrement, est traversée par une barre de fer de 3 mètres de longueur, dont l'extrémité pénètre sous la rangée de pierres de taille qui reçoit les heurtoirs.

Cette première série d'ancres ne sert qu'à relier le seuil en bois à la pierre d'encastrement et à empêcher tout mouvement de rotation de cette pierre.

Une autre série d'ancres de fond sert à relier les pierres d'encastrement au massif du béton de fondation. Il y a une ancre pour deux hausses ; chaque ancre se compose d'un disque en fonte de 0m50 à 0m60 de diamètre, placé à la partie inférieure, et d'une tige en fer qui y est adaptée et qui est terminée en pas de vis à son extrémité supérieure.

Cette ancre est descendue au fond de la fouille avant qu'on y coule le béton ; on maintient sa tige dans une position verticale pendant le coulage, et, lorsqu'on pose la pierre d'encastrement, on dirige cette pierre dans un trou foré à l'avance ou dans un joint convenablement élargi ; on réunit ensuite toutes les tiges de cette seconde série d'ancres au moyen d'une plate-bande en fer de 0m20 de largeur ; enfin, on fixe les tiges des ancres sur cette bande avec des écrous, et l'on complète l'attache à l'aide de crampons intercalés entre les ancres et scellés dans les pierres de la plate-bande d'amont.

A l'un des barrages de la haute Seine, on a remplacé ces ancres de fond par des pilots de 5 mètres de fiche, dont les têtes sont noyées dans le radier et auxquels les pierres d'encastrement sont reliées ; ces pilots sont hérissés de broches pour bien faire corps avec le massif de béton.

Ainsi que nous l'avons vu, le système du radier doit être disposé aussi de façon à résister à l'action de la composante φ'', qui atteint environ 3,500 kilogrammes dans les fortes chutes de la haute Seine. Cette composante tend à faire fléchir les coffrages des fondations, et à faire pivoter le massif de béton de l'amont vers l'aval.

Il résulte de nombreuses observations qu'on ne doit pas compter sur la résistance du coffrage d'aval, mais qu'il faut, au contraire, le rattacher à celui d'amont par plusieurs tirants en fer.

Ces tirants sont espacés entre eux de 5 mètres; leur pose sous l'eau n'offre guère de difficulté, surtout lorsqu'on emploie le scaphandre.

Quand les coffrages de l'enceinte sont bien fichés dans le sol et reliés entre eux comme nous venons de l'exposer, le renversement n'est pas à craindre. Mais, comme le béton des zones d'aval du radier peut être affouillé, il faut que le pavage du radier puisse résister par son adhérence seule à la force de glissement φ'', d'environ 3,500 kilogrammes par hausse. Or, si l'on prend seulement 1,100 kilogrammes pour l'expression de l'adhérence d'un mètre carré de maçonnerie, on trouve que l'adhérence jointe au frottement donne ici une résistance bien supérieure à 3,500 kilogrammes.

En calculant pour le déversoir comme pour la passe navigable, on trouve que chaque hausse du déversoir peut produire sur le radier une force d'arrachement qui, pour les barrages de la haute Seine où la chute atteint $2^{m}40$, serait d'environ 1,350 kilogramme. Cette force tend à arracher le seuil, assemblé à tenons et mortaises dans les traverses, et retenu en outre sur ces traverses par des équerres et par la patte du heurtoir.

Toute la charge est supportée par la traverse placée sous la hausse, et cette charge agit de façon à l'écarter du coffrage d'amont en la faisant pivoter sur le pilot intermédiaire. La charpente du système doit donc être disposée de manière à empêcher spécialement ce mouvement (fig. 53).

La pression suivant l'arc-boutant d'une hausse de déversoir produit, au droit du heurtoir, une composante horizontale de glissement qui, pour les barrages considérés, s'élève à 2,500 kilogrammes. Cette force est détruite par le poids du massif en béton, et la stabilité est d'ailleurs augmentée par la fiche des pilots et des palplanches du coffrage.

Le seuil et les traverses étant appuyés sur des pilots enfoncés au refus dans le sol, la charpente est rendue ainsi indépendante des tassements ou des dislocations que le temps pourrait faire subir au massif. D'un autre côté, la disposition et l'assemblage de cette charpente permettent de poser les parties mobiles sur les traverses et le seuil avant de battre les palplanches et de couler le béton, par conséquent à l'époque où le débouché n'a pas encore subi de rétrécissement qui puisse produire, dans le niveau des eaux, un remous préjudiciable à l'exécu-

tion des travaux. Il sera donc toujours possible, en choisissant son temps, de construire sans épuisements ces sortes de déversoirs.

Parties mobiles.

Hausses des passes. — Une hausse non automobile de passe navigable est composée des parties suivantes :

1° Un cadre en charpente (fig. 52) mobile autour d'un axe horizontal placé dans une direction perpendiculaire au courant.

Quand cette charpente est debout, elle est soutenue par cet axe et s'appuie par son pied contre le seuil fixé sur le radier.

Le cadre est formé de quatre montants, de deux chevêtres, d'une traverse et de madriers vissés dans des feuillures sur les montants

Cette charpente est assemblée et disposée de manière à résister aux chocs et aux pressions, tout en conservant le plus de légèreté possible à sa volée.

La culasse ayant deux points d'appui, quand la hausse est levée, et la volée n'en ayant qu'un seul, qui est l'axe de rotation, celle-ci est exposée à une plus lourde charge que la première, toutes choses égales d'ailleurs ; ce sont donc les pièces de la volée que l'on doit soumettre au calcul pour s'assurer de leur résistance.

Aux barrages de la Seine, les montants ont 0^m14 sur 0^m14 d'équarrissage vers l'axe de rotation ; ils s'amincissent en s'approchant du chevêtre de volée, où ils n'ont plus que 0^m10 sur 0^m13.

Ces dimensions ont été calculées à raison de 70 kilogrammes de charge par centimètre carré, ou 1/10 de celle de rupture, en négligeant le surcroît de résistance fourni par les bordages et les colliers en fer.

Afin de rendre la volée plus légère, on n'a donné que 1^m65 de longueur aux montants, et l'on a couronné le chevêtre d'une tringle en bois soutenue par des consoles.

Il peut être avantageux, dans plusieurs circonstances, de remplacer le bois par la tôle dans la construction de cette membrure.

Les hausses en bois sont plus légères et perdent presque tout leur poids par l'immersion. Mais l'emploi de la tôle simplifie leur construction, augmente leur durée et permet de diminuer leur épaisseur ; or,

cette diminution d'épaisseur surtout présente parfois de l'importance, non-seulement en ce qu'elle peut conduire à des dispositions plus simples pour le seuil et le radier, mais en ce qu'elle affaiblit en outre l'une des forces qu'il faut vaincre pour relever une hausse, savoir : la pression due au choc de l'eau contre le pied de la culasse.

2° Un chevalet en fer portant l'axe de rotation de la hausse.

La base de ce chevalet est terminée par deux tourillons, qui sont reçus dans des crapaudines attachées au seuil ; de sorte que ce chevalet peut tourner sur sa base, et entraîner dans son mouvement la charpente de la hausse.

3° D'un arc-boutant en fer, dont la tête est articulée avec celle du chevalet, et dont le pied s'appuie contre le heurtoir en fonte scellé dans le radier.

La largeur d'une hausse de passe navigable ne dépend que du système de construction adopté et des conditions de résistance des diverses attaches ; il faut, toutefois, que la manœuvre en soit facile. On a admis, sur la haute Seine, une largeur $l = 1^{m}20$.

Quoique juxtaposées, les hausses de la passe ne sont pas jointives : on laisse entre elles, tant pour la facilité de la manœuvre que pour l'écoulement des eaux, un intervalle dont la largeur peut varier de 5 à 15 centimètres, selon que la rivière débite plus ou moins *à l'étiage*.

En principe, ces intervalles réunis doivent former un débouché tel que les 2/3 ou les 3/4 du débit du cours d'eau, à l'étiage, puissent y passer ; il ne faut pas que la partie inférieure de la rivière soit affamée.

L'angle α_1 que fait avec la verticale une hausse dressée n'est pas donné *à priori* d'une manière absolue ; plus α_1 sera grand, moins la force verticale d'arrachement $f' + \varphi''$ sera à craindre ; cette force serait nulle si la hausse était normale à la direction de l'arc-boutant. Mais, d'un autre côté, pour racheter une chute déterminée d'avance, la longueur de la hausse devra être d'autant plus grande que α_1 sera plus grand ; il faut donc que α_1 n'ait qu'une valeur très-faible. Enfin, l'angle α_1 doit être tel que, lorsqu'une hausse est dressée, son chevalet soit à peu près vertical.

On a admis une valeur :

$$\alpha_1 = 8^{\circ}$$

pour tous les barrages de la haute Seine.

L'inclinaison α_1 étant fixée, et la hauteur de la retenue étant déterminée d'avance ainsi que le niveau du seuil de la passe suivant les besoins de la navigation, la projection verticale d'une hausse s'en déduit immédiatement ; si l'on désigne par λ et λ' les longueurs respectives de la volée et de la culasse, cette projection verticale est égale à $(\lambda + \lambda') \cos. \alpha_1$.

Pour tous les barrages de la haute Seine, on a admis, comme conséquence de la position naturelle du plafond que le seuil de la passe serait à 0^m60 sous l'étiage, et que la crête des hausses serait à 2^m40 au-dessus de l'étiage ; on en déduit :

$$(\lambda + \lambda') \cos. \alpha_1 = 3^m08$$

Les pièces suivantes servent à dresser ou à abattre le barrage de la passe,

Barre à talons. — Une hausse étant dressée, si l'on tire latéralement le pied de son arc-boutant appuyé contre le heurtoir, qui forme arrêt sur 0^m12 de largeur, ce pied ne tardera pas à perdre son point d'appui, et aussitôt l'arc-boutant s'allongera sur le radier, dans la direction de la pression exercée par l'eau sur la hausse ; le chevalet suivra l'arc-boutant en tournant sur sa base, et la charpente de la hausse suivra à son tour le chevalet, de sorte que le chevalet et l'arc-boutant s'étendront sur le radier dans le prolongement l'un de l'autre, et que la charpente viendra les recouvrir.

L'arc-boutant se tire au moyen d'une barre (fig. 54), placée horizontalement sur le radier, et que l'on appelle *barre à talons*, parce qu'elle porte des talons ou taquets qui tirent les arcs-boutants à mesure qu'ils doivent être abattus. La section est de 0^m08 de largeur sur 0^m030 d'épaisseur du côté des arcs-boutants ; un chanfrein la termine du côté opposé.

Cette barre doit être facile à manœuvrer, et disposée de façon que ni les sables, ni les corps flottants ne puissent gêner ses mouvements, qui s'opèrent au moyen d'un treuil, placé à l'une des rives du barrage et engrenant avec une crémaillère horizontale formant l'extrémité de la barre.

Des galets mobiles supportent la barre à talons, et des tringles en fer lui servent de guides. Ces tringles et ces supports sont vissés sur

une longrine en bois attachée par des goujons dans une feuillure du radier. Les guides sont assez élevées au-dessus de la longrine pour que les graviers passent par dessous, et pour qu'on puisse dégager avec un crochet les cailloux ou autres corps qui s'y seraient engagés. Les galets de support se composent de cylindres en bronze, de 0^m10 de longueur et de 0^m05 de diamètre, espacés entre eux de 2^m60, et terminés par deux tourillons portés sur des demi-colliers en fonte vissés sur la longrine du système.

La loge du treuil a généralement 2 mètres de longueur et 0^m80 de largeur; on y descend à l'aide d'une échelle en fer.

Des dispositions particulières empêchent les sables de s'engager dans les engrenages du treuil et de la crémaillère, et fournissent les moyens d'épuiser la loge avec une pompe.

Dans les barrages de la haute Seine, les dimensions de la grande roue du treuil et de ses deux pignons ont été calculées de façon que l'effort à faire par le barragiste atteigne à peine 10 kilogrammes, pour mouvoir la barre à talons sous le *maximum* de charge, en supposant que l'on n'abatte les hausses q'une à une. Il est donc possible d'abattre trois hausses à la fois.

Lorsque la largeur de la passe navigable dépasse 30 mètres, on divise d'ordinaire la barre à talons en deux parties qui sont disposées bout à bout. Chacune d'elles se manœuvre en sens inverse de l'autre, au moyen d'un treuil placé, pour l'une à gauche de la passe, et pour l'autre à droite de celle-ci.

Axe de rotation. — Ainsi que nous l'avons vu, les forces qui agissent sur une hausse debout sur son chevalet et plongée dans l'eau, sont : 1° la pression et la force vive de l'eau; 2° les poids respectifs de la culasse et de la volée; 3° les frottements développés par les forces précédentes sur l'axe de rotation.

La rotation d'équilibre entre toutes ces forces serait nécessairement assez compliquée; cependant, si l'on remarque que les principales actions proviennent des pressions de l'eau, surtout en amont, on peut provisoirement admettre quelques hypothèses qui simplifient les calculs, sauf à tenir compte ultérieurement de l'action des forces dont on n'aura pas tenu compte.

Nous supposerons donc, avec M. Chanoine, que la hausse soit ré-

duite à son axe, c'est-à-dire que son épaisseur soit nulle; nous admettrons aussi que l'axe de rotation formé par la partie supérieure du chevalet se trouve sur l'axe de figure de la hausse que nous venons de considérer.

Partant de là, nous arriverons, avec l'auteur, à cette double conséquence :

1° Que, si l'axe de rotation est placé de manière que la longueur de la volée soit le double de celle de la culasse, il y aura équilibre entre les pressions exercées par l'eau d'amont sur ces deux parties de la hausse lorsque le liquide affleurera le sommet de celle-ci;

2° Que, si l'axe est placé au milieu de la hausse, il n'y aura jamais équilibre entre ces pressions, quelle que soit l'épaisseur de la lame qui se déverse par dessus la volée; les pressions sur cette dernière partie seront toujours plus faibles que celles qui agissent sur la culasse.

Ce qui revient à dire que, dans une eau tranquille, la pression sur une face de la hausse passe au tiers de celle-ci quand le niveau affleure sa crête, tandis que cette pression tend à se rapprocher du milieu de la hausse, sans jamais y atteindre, à mesure que le niveau s'élève au-dessus de cette crête.

On peut conclure de ce qui précède que l'axe de rotation doit être placé au tiers de la hauteur de la hausse, ou à peu près, si l'on veut que celle-ci soit automobile; qu'il doit se trouver au milieu pour des hausses non automobiles d'une façon absolue; et qu'il doit être placé entre le tiers et la moitié, si l'on veut obtenir une hausse qui ne devienne automobile que sous une certaine épaisseur de la lame déversante.

L'auteur a cherché ensuite, par diverses expériences, quelle influence peuvent exercer, sur la mobilité de la hausse, les pressions de l'eau d'aval, le poids de la volée, celui de la culasse, les frottements, et la force vive de l'eau d'amont. Il a trouvé :

1° Que les pressions de l'eau d'aval contribuent à faciliter le mouvement de bascule, mais qu'il suffit de remonter de quelques centimètres l'axe de rotation pour que leur effet soit paralysé;

2° Qu'il convient de charger la culasse à l'aide d'un contre-poids pour faire équilibre au poids de la partie de volée non immergée;

3° Que les frottements sur les tourillons de l'axe de rotation ne pro-

duisent qu'une résistance peu importante en comparaison des pressions du liquide, et qu'une augmentation de 2 à 3 centimètres dans la hauteur de la lame déversante suffit pour vaincre cette force passive;

4° Que l'effet de la force vive due à la vitesse de l'eau d'amont est très-faible quand l'eau en rivière libre est peu élevée, et quand la lame déversante ne dépasse pas 10 centimètres; mais, que cette action croît assez vite quand l'eau en rivière libre est assez élevée pour submerger l'axe de rotation de la hausse, et quand la lame déversante atteint 0^m15.

Ainsi que nous l'avons déjà dit, les hausses d'une passe navigable ne doivent pas être automobiles, parce que des corps flottants pourraient s'amonceler entre les chevalets et les culasses, quand les hausses sont abattues, et par conséquent soulever celles-ci au-dessus du seuil d'une manière dangereuse pour les embarcations.

Cette condition cependant n'est pas d'une importance absolue, car, en disposant convenablement le système, on peut facilement enlever les corps étrangers qui feraient obstacle. Rien ne s'oppose dès lors à ce qu'on descende l'axe de rotation au-dessous du milieu, et qu'on diminue ainsi les dimensions des chevalets et des hausses.

Ces considérations ont conduit M. Chanoine à placer l'axe de rotation des hausses de passe navigable de manière que la hauteur de la culasse fût les 5/12 de la hauteur totale de la hausse au-dessus du seuil, et que celle de la volée en fût par conséquent les 7/12. La longueur totale de la culasse se compose donc de ces 5/12 et de la quantité dont la hausse s'appuie contre le seuil.

Pour les hausses de la Seine qui ont 3 mètres de hauteur verticale au-dessus du seuil, cette quantité est de 0^m08; le jeu entre le pied de la hausse et le radier est de 0^m02. L'on a donc :

Longueur totale de la culasse	1^m36
Longueur totale de la volée.	1^m75
Total. . .	3^m11

Contre-poids de la hausse. — Quand la charpente d'une hausse se trouve hors de l'eau, le moment du poids de la culasse est à peu près égal à celui de la volée; leur valeur est d'environ 110 kilogrammes

aux barrages de la Seine. Mais lorsque la culasse est totalement immergée, le moment de son poids est détruit presque entièrement par le fait de l'immersion, tandis que celui de la volée subsiste plus ou moins, et il devient nécessaire de l'équilibrer en chargeant la culasse d'un contre-poids, afin que le relevage puisse être exécuté facilement par le barragiste.

Dans les hausses en question, ce contre-poids est un bloc de 66 kilogrammes de fonte placé entre les montants et fixé à demeure.

Chevalet. — Le chevalet est en fer. Sa tête forme l'axe fixe de rotation de la hausse, et se termine par deux tourillons qui sont reçus dans des colliers adaptés à la charpente de cette dernière.

La hauteur totale du chevalet est égale aux 5/12 de la hauteur de la hausse au-dessus du seuil, augmentés de la profondeur de la loge dans laquelle la hausse doit se coucher sur le radier. Dans les barrages de la Seine, cette profondeur est de 0^m22 contre le seuil; il en résulte que la hauteur totale du chevalet est de 1^m47 jusqu'à l'axe de rotation. Si l'on y ajoute le rayon des tourillons et la hauteur des joues de l'articulation du chevalet avec l'arc-boutant, on obtient une hauteur totale définitive de 1^m61.

Théoriquement, le chevalet devrait être vertical quand la hausse est dressée, toute autre position augmentant la longueur des pièces et les pressions qu'elles subissent; toutefois, afin d'en mieux agencer toutes les parties, on lui donne une faible inclinaison vers l'aval.

Le chevalet a la forme d'un trapèze ayant 0^m76 au pied et 0,45 au sommet; l'équarrissage des montants est de $\frac{0^m065}{0^m035}$.

Les tourillons de la base ont 0^m055 de diamètre et sont reçus dans des crapaudines jumelles en fonte, boulonnées au seuil en bois du barrage.

Les deux montants sont réunis en leur milieu par une traverse en fer.

Les tourillons de la tête du chevalet sont reçus dans deux colliers attachés aux montants intermédiaires de la charpente de la hausse. Chacun d'eux porte un arrêt qui empêche celle-ci de s'incliner au delà de 15° sous l'horizon, en aval. Au barrage de Conflans, ces arrêts

sont remplacés par de petites chaînes attachées à l'entretoise du chevalet et à la culasse.

Arc-boutant. — L'arc-boutant d'une hausse (fig. 52) est la pièce importante du système; on y distingue trois parties : la tête, le corps et le pied.

La tête de l'arc-boutant est en forme de crosse et plate sur ses deux faces verticales; son épaisseur est de 0m09 à sa jonction avec le corps de la pièce, et de 0m12 dans l'articulation avec le chevalet. Cette articulation se compose de deux joues verticales soudées sur le milieu de la tête du chevalet et dans lesquelles pénètre la tête de l'arc-boutant; cette dernière est mobile autour d'un boulon ou axe, de 0m05 de diamètre, qui traverse les joues de l'articulation. La tête de l'arc-boutant doit se mouvoir aussi transversalement sur ce boulon, mais seulement dans le sens de la glissière du heurtoir.

Le corps est un cylindre de 0m09 de diamètre, qui porte, près de sa jonction avec le pied, une bague destinée à retenir sur l'arc-boutant la gaffe dont on se sert quelquefois pour abattre une hausse.

Le pied se termine en lentille allongée, mais aplatie à son extrémité, de manière qu'elle s'applique bien contre le front et la semelle du heurtoir.

La longueur totale de l'arc-boutant est de 2m70 dans les hausses considérées; quand celles-ci sont dressées, il fait un angle de 52°50′ avec la verticale; cette inclinaison a été expérimentée à Conflans, et paraît correspondre à un *minimum*, tant pour la longueur des pièces que pour les pressions qu'elles supportent.

Dans d'autres expériences faites à l'usine de la Pique, il a été constaté que les dimensions données à l'arc-boutant des hausses de la haute Seine lui permettent de résister au double des pressions calculées; ces dimensions ne sont cependant pas exagérées, car l'arc-boutant est exposé à des chocs et à des tractions obliques qu'on ne saurait estimer et contre lesquelles il est nécessaire de se prémunir.

Heurtoir. — Le heurtoir de la passe (fig. 54) est une pièce H en fonte formant un plan incliné de forme trapézoïdale, entouré d'oreilles sur ses faces obliques.

Le front de ce plan est incliné à 0m10 de hauteur et 0m12 de largeur. Il est limité, d'un côté par l'oreille du plan, qui se prolonge sous un

angle de 45°, et de l'autre par une glissière courbe A qui, elle aussi, est garnie d'une oreille de 0m06 de hauteur.

La longueur totale de la glissière est de 1m52 aux barrages de la Seine; sa largeur n'a rien de déterminé d'une manière absolue; cependant, elle ne peut guère avoir moins de 0m17, y compris l'oreille.

Le front du plan incliné a un angle de fuite de 3° du côté de la glissière. Ces deux pièces sont en fonte, assemblées entre elles avec tenons et scellées dans le radier.

Le heurtoir est placé de façon que le milieu du plan incliné et le milieu de l'extrémité de la glissière soient sur la projection d'un plan normal à la hausse et contenant l'axe de l'arc-boutant.

Hausses des déversoirs. — Ces hausses sont automobiles; elles ne diffèrent pas, quant à la forme, des hausses non automobiles des passes navigables; c'est toujours, pour chacune d'elles, un panneau en charpente susceptible de tourner sur un axe horizontal. Cet axe peut être appuyé sur un support fixe, si les crues sont insuffisantes pour que la navigation puisse se faire à certaines époques en passant au-dessus du déversoir; mais généralement l'axe sera fixé comme pour les hausses des passes, sur un chevalet mobile avec arc-boutant.

Dans le premier cas, l'on pourrait remplacer les hausses des déversoirs par une série de vannes Chaubart convenablement modifiées, ou par tout autre genre de vanne automobile, en ayant soin de se procurer la possibilité d'empêcher ces diverses vannes de se redresser d'elles-mêmes toutes les fois qu'il s'agira de fermer les passes, quand la dénivellation des eaux d'amont et d'aval s'est réduite à une certaine hauteur.

Les supports fixes présenteraient encore des inconvénients dans les cours d'eau susceptibles d'être pris par les gelées.

Nous avons vu que la propriété essentielle d'automobilité pourrait parfois devenir un défaut; en effet, si les hausses des déversoirs, abattues sur le radier dans les grandes eaux et relevées aux approches du niveau normal, se redressaient toutes à mesure qu'on les relève, elles réduiraient si vite et dans de telles proportions le passage des eaux, que la cataracte grandirait rapidement dans la passe, et dès lors le relèvement des hausses de celle-ci deviendrait très-pénible, et parfois impossible pour les dernières.

Ainsi que nous le verrons, l'on a paré à cet inconvénient en composant le contre-poids de la culasse d'une partie fixe et d'une partie mobile, que l'on peut à volonté fixer ou rendre libre.

L'on conçoit que, s'il était nécessaire de coucher toutes les hausses du déversoir toutes les fois qu'on relève celles de la passe, la manœuvre du barrage exigerait un temps considérable ; d'ailleurs la difficulté du relèvement que nous avons signalée se présenterait à son tour pour les dernières hausses du déversoir. Il est donc préférable de pouvoir relever celles-ci d'avance lorsqu'on voit que le niveau est en période de baisse, puis de les mettre en bascule d'une manière permanente sur leurs chevalets en fixant le contre-poids mobile à l'extrémité de la culasse, pendant que l'on opère le relèvement des hausses de la passe navigable.

De même que pour ces dernières, l'angle initial α_1 que fait avec la verticale une hausse de déversoir, n'est pas donné d'une manière absolue, mais il est plus ou moins limité par la considération d'une moindre longueur du panneau en charpente ; toutefois comme celle-ci est plus petite dans les hausses du déversoir que dans celles des passes, on peut sans inconvénient donner à α_1 une valeur un peu supérieure à 8°, qui a été admise pour ces dernières, et diminuer ainsi davantage la force verticale de soulèvement.

On a adopté : $\alpha_1 = 10°$ pour les déversoirs de la haute Seine.

Par des raisons d'économie, de facilité de construction et de manœuvre, les seuils des déversoirs sont généralement placés à plusieurs décimètres au-dessus de l'étiage de la rivière.

Sur la haute Seine, tous ces seuils sont arasés à 0^m50 au-dessus de l'étiage (fig. 53) ; la crête des hausses devant d'ailleurs s'élever, comme pour la passe navigable, au niveau normal de la retenue, ou à 2^m40 au-dessus de l'étiage, on en conclut que la projection verticale d'une hausse de déversoir a pour valeur.

$$(\lambda + \lambda') \cos. \alpha_1 = 1^m98$$

La largeur l peut être, sans inconvénient, un peu supérieure à celle des hausses de la passe, vu la différence qui existe entre les longueurs respectives ; on a admis ici :

$$l = 1^m30$$

Le moment d'une hausse de déversoir se compose de deux parties : celui de la hausse proprement dite, et celui du contre-poids qu'on lui donne. Ces deux moments doivent être calculés dans deux positions, savoir : quand la hausse est immergée et quand elle ne l'est pas.

Chaque hausse bat contre un seuil assemblé avec les traverses au moyen d'équerres, d'un arrêt en fer à cornières, et de longues pattes, aussi en fer, fixées, ainsi que les autres attaches, à l'aide de vis à bois (fig. 53).

Chaque traverse porte un heurtoir et une glissière analogues aux pièces correspondantes de la passe.

Trois traverses consécutives portent en outre, l'une un guide pour la barre à talons, les deux autres chacune un galet.

Les arcs-boutants, les chevalets et les colliers sont semblables à ceux des hausses de la passe navigable.

Les dimensions des ferrures sont plus petites que pour ces dernières, les charges à supporter étant beaucoup moindres. Les pressions produites par l'eau sont, en effet, en raison directe du carré des hauteurs, et leurs moments en raison des cubes de ces mêmes hauteurs.

D'un autre côté, si, pour les passes navigables, les arcs-boutants ont 2^m70 de longueur, et les chevalets 1^m47 de hauteur entre la base et l'axe de rotation, pour les déversoirs les arcs-boutants n'ont que 1^m35 de longueur et les chevalets une hauteur de 0^m69.

On a cependant donné, pour les hausses de déversoirs, un diamètre de 0^m06 aux arcs-boutants, et un équarrissage de 0,05 sur 0,04 aux montants des chevalets, à cause des chocs que ces pièces peuvent avoir à supporter quand les hausses basculent ou se redressent d'elles-mêmes.

Si l'on suppose : 1° que l'axe de rotation d'une hausse soit situé au tiers de sa hauteur; 2° que les moments des poids de la culasse et de la volée se fassent équilibre; 3° que l'eau d'amont seule exerce une pression, cette hausse, ainsi que nous l'avons vu, se renversera de l'amont vers l'aval, en tournant sur son axe, dès que le niveau de l'eau affleurera la tête de la volée.

En supposant que les deux parties fussent des rectangles de même largeur et de même épaisseur, et que la longueur de la volée fût le double de celle de la culasse, il faudrait pour obtenir l'équilibre, dans

les hypothèses précédentes, que la densité de la culasse fût quatre fois celle de la volée, et cinq fois celle-ci en tenant compte de l'immersion. Mais, de cette façon, la culasse deviendrait trop pesante pour la manœuvre.

On peut arriver au même but d'une manière moins défavorable en plaçant l'axe de rotation de quelques centimètres au-dessus du tiers de la hauteur de la hausse, et en prenant les dispositions suivantes :

1° Diminuer la volée, en l'amincissant depuis l'axe de rotation jusqu'à son chevêtre;

2° Éloigner le plus possible le centre de gravité de la culasse de l'axe de rotation ;

3° Donner à la culasse un peu plus de largeur qu'à la volée, si c'est nécessaire.

Pour les hausses des déversoirs de la Seine, l'on s'est contenté d'amincir la volée, de charger la culasse d'un contre-poids, et de remonter l'axe de rotation de 0^m04 au-dessus du tiers de la hauteur.

Par suite du relèvement de cet axe, la hausse ne bascule plus aussitôt que le niveau d'amont affleure la crête de la volée ; l'augmentation de pression nécessaire est obtenue par une lame déversante d'une certaine épaisseur. C'est aussi au moyen d'un surcroît d'épaisseur de cette lame que l'on compense la résistance engendrée par les frottements et la petite différence qui pourrait exister entre les moments des deux parties de la hausse pendant l'immersion.

Ainsi, aux barrages de la haute Seine, les hausses automobiles basculent spontanément quand la hauteur de la lame déversante est de 0^m14 au-dessus de la crête de la volée, bien entendu dans les eaux moyennes, lorsque la pression d'amont agit presque seule sur la hausse.

Au barrage de Conflans, il suffit d'une lame de 0,10 d'épaisseur; mais les hausses y sont moins grandes, leur crête n'étant qu'à 1^m30 au-dessus du seuil, tandis que la hauteur est de 1^m90 aux barrages établis entre Paris et Montereau.

L'épaisseur de la lame déversante qui fait basculer une hausse automobile augmente nécessairement lorsque la pression de l'eau en aval atteint une certaine valeur.

On a remarqué, au barrage de Conflans, que l'épaisseur de cette lame est presque indépendante de la hauteur d'eau à l'aval du barrage,

tant que cette hauteur ne dépasse pas 0m75 au-dessus de l'étiage. Ce résultat provient de ce que, pour de telles hauteurs, la pression exercée sur la culasse est très-faible, puisqu'elle n'est due qu'à une colonne d'eau de 0m25, déduction faite de la hauteur du seuil du déversoir au-dessus de l'étiage.

Les nouveaux barrages de la Seine sont disposés de façon que le mouillage sur le busc d'une écluse quelconque soit d'au moins 1m60 ; on les ouvre donc dès que la rivière présente ce mouillage, c'est-à-dire dès que les eaux s'élèvent à un mètre au-dessus de l'étiage. D'un autre côté, comme les seuils des passes navigables sont arasés à 0m60 en contre-bas de ce dernier, et que ceux des déversoirs le sont à 0m50 au-dessus, on peut en conclure que l'eau d'aval ne s'élèvera ordinairement que de 0m50 environ en aval des hausses du déversoir. Quoique cette hauteur soit insuffisante pour avoir une influence sérieuse sur les rotations du système, il est bon, dans des cas analogues, d'en vérifier les résultats, soit par expérience, soit à l'aide du calcul, et de s'assurer s'il n'y a pas lieu de modifier plus ou moins le contrepoids ou de changer légèrement la position de l'axe de rotation.

Il est un deuxième cas où les hausses automobiles peuvent basculer spontanément : c'est lorsque, par de hautes eaux, la dénivellation de l'amont à l'aval est très-faible.

L'expérience a prouvé que cette circonstance se présente au barrage de Conflans, quand la différence de niveau entre les deux biefs n'est que de 0m07 à 0m09, les hauteurs d'eau atteignant 1m70 à 1m80 au-dessus de l'étiage ; de sorte que ces hausses, abandonnées à elles-mêmes, ne pourraient, en aucun cas, créer d'obstacles à l'écoulement des crues.

On peut donc conclure de ce qui précède, que les hausses des déversoirs s'ouvriront d'elles-mêmes dans les deux cas suivants :

1° Quand l'eau d'aval étant basse, la crête des hausses sera surmontée d'une lame déversante ayant une certaine épaisseur ;

2° Quand l'eau d'aval étant assez élevée, il existera entre elle et celle d'amont une certaine dénivellation.

Dans l'un et l'autre cas, les hausses ainsi disposées se relèveront peu de temps après s'être ouvertes, parce que le moment de la volée sera devenu inférieur à celui de la culasse et de son contre-poids fixe.

Ce relèvement spontané présente, comme nous l'avons dit, le sérieux inconvénient de rendre très-difficile le relèvement des hausses des passes navigables, surtout des dernières, et l'on doit, par conséquent, modifier les dispositions du système de façon à le prévenir.

Un premier expédient consisterait à combiner les organes de la hausse de manière que, dans le mouvement de bascule, le bras de levier du poids de la volée augmentât, tandis qu'il s'opérerait en même temps une diminution dans celui du poids de la culasse. A cet effet, il suffirait, eu égard à la position de l'axe de rotation au-dessous de la charpente de la hausse, d'augmenter l'angle d'inclinaison de cette hausse lorsqu'elle se renverse de l'amont vers l'aval. Mais cette disposition présente le désavantage d'élever notablement la culasse au-dessus de l'axe de rotation, et, par conséquent, de créer une sorte d'écran, contre lequel le poids de la cataracte viendrait peser avec tant de force qu'elle empêcherait l'abatage.

Des expériences faites à Conflans ne laissent aucun doute à ce sujet; elles ont démontré qu'il est essentiel d'éviter que l'angle d'inclinaison de la hausse ne devienne trop grand. En outre, cet angle doit être limité autant que possible, pour diminuer la course des hausses et les chocs qu'elles produiraient en exécutant leurs mouvements spontanés.

Les barrages de la Seine sont disposés de façon que cet angle soit de 15°, cette valeur ayant paru suffisante pour assurer le glissement d'un contre-poids mobile, même quand ses supports sont un peu rouillés. Ce contre-poids mobile est l'expédient auquel on a eu recours pour empêcher les hausses du déversoir de se redresser spontanément dans les cas où l'on veut, au préalable, relever celles de la passe navigable.

Le contre-poids de la culasse de chaque hausse de déversoir est donc composé de deux parties, l'une fixe et l'autre mobile *à volonté* (fig. 53).

Quand la partie mobile est fixée au pied de la culasse, la hausse se meut comme si elle n'avait qu'un contre-poids fixe ; mais il en est tout autrement lorsque la partie mobile est en liberté.

En effet, quand la hausse est dressée, ce contre-poids mobile tombe au pied de la culasse, et agit avec un grand bras de levier par rapport à l'axe de rotation; quand la hausse bascule, le contre-poids mobile

glisse vers cet axe, dès que la culasse s'élève au-dessus de la volée; le moment de la culasse diminue, et si la course du contre-poids mobile est assez grande pour lui permettre de dépasser l'axe de rotation, il vient accroître encore le moment de la volée.

Aux barrages de la haute Seine, le moment de la volée d'une hausse de déversoir est exprimé par 86, et celui de la culasse par 126, quand ces deux parties sont en bascule, hors de l'eau, et que le contre-poids mobile est censé fixé au pied de la culasse.

Le moment de cette dernière se compose :

1° Du moment de sa charpente exprimé par.	54
2° De celui du contre-poids fixe	47
3° De celui du contre-poids mobile	25
Total . .	126

Mais, si le contre-poids mobile a glissé vers la volée, jusqu'à la limite extrême de sa course, le rapport des moments devient :

1° Pour la volée :

Moment de la charpente.	86
Moment du contre-poids mobile	25
Total. . . .	111

2° Pour la culasse :

Moment de la charpente.	54
Moment du contre-poids fixe	47
Total. . .	101

Le moment de la volée l'emporte alors de 10 sur celui de la culasse, et empêche la hausse de se relever.

Pour changer ce rapport des moments, le barragiste n'a donc qu'à développer un faible effort; c'est, en effet, ce que l'expérience a constaté : ainsi, il suffit de trois minutes à un barragiste expérimenté pour relever les 20 hausses automobiles du barrage de Conflans, dont le déversoir a 26 mètres de longueur.

MANŒUVRE DES HAUSSES.

Si l'on fixe le pied de la culasse d'une hausse sur le seuil du barrage, et que l'on essaie de relever cette hausse en la saisissant avec un crochet par la tête de sa volée, on éprouve une certaine résistance qui grandit rapidement avec la hauteur de la chute d'eau dans la passe navigable, et qui devient presque insurmontable quand cette chute atteint 0m30 de hauteur.

Dans les hausses mobiles des barrages de la haute Seine, on opère d'une autre façon : on saisit la hausse par le pied de sa culasse, et la chute d'eau qui, dans le premier procédé, était un obstacle, devient ici plus ou moins un auxiliaire, parce qu'elle soulève la charpente de la hausse dès que l'eau a pu se frayer un chemin au-dessous d'elle.

Le pied de la culasse de la hausse est garni, dans ce but, d'une poignée en fer. L'éclusier, monté sur un bateau gréé pour la manœuvre, saisit cette poignée avec un crochet; à mesure qu'il tire, la culasse de la hausse s'éloigne du radier, remorquant après elle son chevalet, et celui-ci entraîne de même l'arc-boutant.

Quand cet ensemble est arrivé à l'extrémité de sa course, le pied de l'arc-boutant vient s'appuyer contre le heurtoir; l'appui de l'axe de rotation formé par cet arc-boutant est construit; la hausse est suspendue sur son axe de rotation, et la culasse est soutenue par le crochet de manœuvre.

Si la culasse est plus lourde que la volée, ou si on la pousse légèrement, la hausse tourne sur son axe dès qu'on détache ce crochet, et la culasse vient s'appuyer contre le seuil.

Tant que la cataracte n'est pas élevée, l'emploi du crochet de traction ne présente aucune difficulté; mais, dès qu'elle dépasse 0m50, elle agit sur le crochet et le soulève assez pour que le barragiste soit obligé de déployer une force assez grande afin de le faire plonger jusqu'à la poignée de la hausse. Si la chute atteint 0m60 à 0m70, la manœuvre devient très-difficile, et exige souvent des essais nombreux ou l'emploi de crochets plus lourds.

Au barrage de Conflans, on a eu recours à un expédient qui a donné des résultats très-satisfaisants, et qui consiste à attacher les hausses

entre elles par des chaînes, analogues à celles des fermettes mobiles (fig. 48), de façon qu'une hausse quelconque porte à la poignée de son pied le bout de la chaîne qui la relie à la hausse précédente, et à sa tête le bout de la chaîne qui est attachée au pied de la hausse suivante. Une hausse, n° 1, étant levée, on détache de la tête la chaîne qui la relie au n° 2; on fixe cette chaîne au câble de traction; on tourne le treuil, et on attire le pied de la culasse de la hausse n° 2, qui apporte à son tour, quand elle est dressée, la chaîne du n° 3. Ainsi de suite.

Le barragiste procède de la manière suivante pour dresser les hausses du déversoir lorsqu'elles sont en bascule par suite du glissement de leur contre-poids mobile.

Si les eaux ne sont pas élevées, il sort de son bateau, met le pied sur la première hausse, et la redresse en la pressant légèrement; il monte ensuite sur cette hausse, en se servant des guides du contre-poids mobile comme de passerelle, puis de la tête même de la hausse comme de main courante, et pousse avec le pied la seconde; quand elle est debout, il recommence la manœuvre précédente, et relève ainsi successivement toutes les autres.

Quand les eaux recouvrent les hausses, le barragiste reste dans son bateau, et les relève en pesant avec un crochet sur leurs culasses.

L'abatage se fait au moyen des barres à talons. MN (fig 54).

On n'abat complétement les hausses du déversoir qu'à l'approche des grandes crues, des neiges ou des glaces, car il n'y a aucun inconvénient, pour l'écoulement des eaux, à les laisser osciller, par l'effet des eaux, sur leur axe de rotation, le contre-poids mobile étant fixé au pied de la culasse. La passe est alors ouverte, la hauteur d'eau étant suffisante.

On ne relève les hausses du déversoir et de la passe que vers l'époque où l'on prévoit que la hauteur d'eau va devenir insuffisante. Dès lors, le passage se fait par l'écluse.

Les barrages à hausses mobiles présentent, sur ceux à fermettes et aiguilles, les avantages suivants : 1° la sécurité dans la manœuvre, pour le barragiste; 2° une promptitude de manœuvre favorable à la navigation.

En effet, dans les premières, le barragiste doit abattre les fermettes

directement, et les unes après les autres, ce qui est long et dangereux ; tandis que, dans le second système, il suffit de faire mouvoir la barre à talons pour abattre plusieurs hausses à la fois.

D'un autre côté, les barrages à aiguilles offrent, pour le placement de celles-ci, des inconvénients que nous avons signalés au chapitre précédent. Ils sont aussi d'une exécution très-difficile dans les rivières à fond sablonneux très-mobile.

Aussi, lorsque la navigation se fait par convois, suivant le flot, au moyen de lâchures, comme sur l'Yonne et sur la haute Seine, les barrages à hausses mobiles deviennent d'un emploi excellent.

Il n'en est pas de même, quand la navigation doit être plus ou moins permanente, c'est-à-dire lorsqu'on exige que les eaux ne descendent jamais au-dessous d'un certain niveau déterminé, et assez notable, car il y a tout lieu de supposer que l'on exécuterait difficilement le relèvement du barrage entier pendant l'existence de la chute, et que l'on devrait par conséquent attendre, pour cette manœuvre, que le niveau ait baissé au-dessous de la hauteur normale exigée.

Avec les fermettes, ce dernier inconvénient n'existe pas, attendu qu'elles se relèvent facilement, d'abord parce qu'elles se redressent latéralement, ensuite, parce qu'elles n'offrent guère de surface pleine à l'action du courant. Il est vrai qu'il reste ensuite à placer les aiguilles, opération qui est parfois très-longue et très-pénible quand la chute est forte.

CHAPITRE HUITIÈME.

CANAUX ET ÉCLUSES.

CANAUX.

Les canaux sont des tranchées, plus ou moins larges et profondes, disposées de façon qu'on puisse y introduire et y conserver une quantité d'eau suffisante pour la navigation.

A cet effet, une tranchée de ce genre est partagée, au moyen de barrages fixes, en une suite de bassins ou biefs, maintenus à des niveaux différents, et communiquant entre eux par des écluses.

Les canaux se divisent en *canaux latéraux* et en *canaux à point de partage.*

Les premiers sont composés d'une série de biefs dont la descente est continue dans le même sens. Les seconds ont un bief culminant, et des extrémités de celui-ci partent deux branches descendantes. Ainsi, un canal qui réunit deux rivières est généralement à point de partage, et son bief culminant, ou de partage, recoupe la crête qui sépare les deux vallées.

Les canaux de cette seconde catégorie s'emploient encore dans d'autres circonstances. C'est par un canal à point de partage que l'on a prolongé jusqu'à la mer, entre *Amposta* (fig. 55) jusqu'à la rade des *Alfaques,* le cours de l'Èbre, dont la canalisation vient d'être complétement améliorée et appropriée à la navigation à vapeur.

L'ancien canal de *San Carlos,* qui joignait Amposta à la Méditerranée, prenait directement les eaux de l'Èbre à cette dernière ville; mais son plafond étant au-dessous du niveau de la mer, il s'était rapidement envasé au point de devenir impraticable. Il fallut dès lors se

contenter d'une navigation intermittente et dangereuse à travers les bras du fleuve, dont les embouchures sont fort sujettes aux ensablements.

Pour éviter l'inconvénient en question, on a élevé, dans le nouveau canal, le plan d'eau du bief milieu, ou de partage, au-dessus du niveau des plus hautes crues de l'Èbre, et on l'alimente au moyen d'une rigole qui prend les eaux du fleuve au barrage de *Cherta,* c'est-à-dire à environ 30 kilomètres en amont d'Amposta.

Un canal latéral a sa pente dans le même sens que le cours d'eau qu'il longe, et il suit constamment la même vallée.

La largeur du fond est d'ordinaire à peu près le double de celle des bateaux qui y naviguent; ainsi, selon que les écluses ont de $5^{m}20$ à $6^{m}50$ d'ouverture, la largeur du plafond se fait de 10 à 12 mètres.

La profondeur d'eau est de $1^{m}50$ pour plusieurs canaux, et elle est de $1^{m}65$ à $2^{m}00$ pour d'autres; dans tous les cas, cette profondeur doit être en rapport avec le tirant d'eau des bateaux qui fréquentent le canal.

En général, l'alimentation d'un canal latéral n'offre aucune difficulté; la prise d'eau se fait dans la rivière qu'il longe, et les ruisseaux tributaires de cette dernière réparent, de distance en distance, les pertes dues aux infiltrations et à l'évaporation.

La quantité d'eau évaporée dépend de la température et des autres circonstances atmosphériques ; on a trouvé, pour nos climats, qu'elle est annuellement de $1^{m3}50$ par mètre carré de surface d'eau.

On admet que la quantité absorbée par infiltration est double de la précédente; au reste, cette quantité varie avec la nature du terrain, et son maximum relatif a lieu à l'ouverture du canal, pour diminuer successivement chaque année. Un sol de gravier ou de sable graveleux est infiniment plus perméable que la terre ordinaire. Aussi, lorsqu'on devra établir un canal sur un terrain graveleux couvert d'une couche de terre végétale, il faudra avoir soin de ne pas enlever toute cette dernière, qui est plus ou moins imperméable; on fera des emprunts, de part et d'autre de l'emplacement du canal pour établir les digues, en plaçant les terres dans les parties en contact avec l'eau, et le gravier derrière ce corroi.

La perte due aux portes d'écluses dépend du soin apporté à la con-

struction. Il paraît qu'en général on est au-dessus de la réalité en supposant que cette perte équivaut annuellement à la quantité d'eau que nécessiterait le passage de 7 à 8 bateaux.

Lorsqu'un bateau monte, son passage dans un bief supérieur oblige de faire passer dans le bief inférieur un volume d'eau V égal à :

$$P + B = V$$

P étant le volume d'un prisme ayant pour base la section horizontale du sas, et la chute de l'écluse pour hauteur;

B le volume d'eau déplacé par le bateau.

Quand, au contraire, le bateau descend, le volume V′ de l'eau qui passe d'un bief dans le bief inférieur est :

$$P - B = V'$$

Il résulte de là, que dans un canal à point de partage, chaque bateau qui monte une branche du canal pour redescendre l'autre, tire du bief de partage un volume d'eau V″ égal à :

$$(P + B) + (P - B) = V'' = 2P$$

Lorsque la navigation est active, après avoir fait passer un bateau d'un bief dans le bief supérieur suivant, on utilise l'eau qui remplit le sas pour faire descendre un autre bateau.

De cette façon, la quantité d'eau tirée du bief de partage pour deux bateaux allant dans un sens différent n'est que 2P, dont moitié ou P pour chacun d'eux.

Si le bateau remontait à vide pour prendre charge au point de partage, il dépenserait pour entrer dans le bief culminant un volume d'eau égal à $P + b$, en désignant par b le volume d'eau déplacé par le bateau à vide; pour sortir du bief, le volume absorbé serait $P - B$; d'où il résulte que le passage dans le bief culminant aurait absorbé un volume V égal à :

$$V = 2P + b - B$$

et qui est d'autant plus petit que B est plus grand et b plus faible; mais ce cas favorable à l'économie de l'eau ne peut que rarement se réaliser dans la pratique.

Il est arrivé parfois que l'on a été obligé, par suite d'une pente considérable du terrain, de placer plusieurs sas les uns à la suite des autres. Pour monter ces sas, il faut autant de prismes P d'eau qu'il y a de sas, plus un volume B; un bateau descendant n'absorbe qu'un volume P — B. Quand tous les sas sont vides, ce qui a lieu ordinairement, il faut encore ajouter à ces dépenses le volume d'eau nécessaire pour faire flotter le bateau dans le premier sas supérieur.

Cette disposition de sas accolés est celle qui absorbe le plus d'eau et qui exige le plus de temps pour le passage.

Lorsqu'un canal à point de partage est destiné à relier la navigation de deux rivières, la meilleure position à donner à l'intersection du bief culminant avec la crête qui sépare les deux vallées se trouve généralement vers l'endroit où cette crête a son maximum d'abaissement. En cet endroit, la traversée du faîte est moins longue, ce qui tend à diminuer les déblais; elle est moins élevée, et par conséquent exige moins d'écluses. D'un autre côté, l'abaissement du bief de partage diminue les pertes dues aux filtrations, et permet souvent de verser dans le canal des sources qui ne pourraient y déboucher si le plafond était plus élevé. Cette dernière considération est capitale; aussi, la détermination du minimum des faîtes a-t-elle conservé toute son importance, quoique l'on craigne moins aujourd'hui le percement de canaux souterrains, lorsque les terrains le permettent.

Pour déterminer le point bas d'une chaîne de montagnes, on pourra se guider par les considérations suivantes, qui éviteront des nivellements nombreux et pénibles, surtout dans les pays très-accidentés.

Si l'on examine attentivement une chaîne de montagnes, on reconnaît qu'il est possible de tracer sur sa crête une ligne telle, que les eaux qui y tombent s'écoulent en partie sur l'un des versants et en partie sur l'autre. Lorsque ces eaux coulent dans deux fleuves différents, cette ligne, qui part des côtes de la mer, des deux côtés de l'embouchure de chaque fleuve, et qui le contourne entièrement en passant à sa source, prend le nom de *faîte*.

La portion de pays enveloppée par le faîte prend le nom de *bassin*. Le fleuve suit nécessairement la ligne inverse formée par tous les points les plus bas et que l'on appelle *thalweg*, ou chemin de la vallée.

Le fleuve divise le bassin en deux parties inclinées, le *versant droit*

et le *versant gauche,* qui se trouvent respectivement à droite et à gauche en allant de l'amont vers l'aval.

Aux chaînes de montagnes dont les faîtes séparent les bassins, et que l'on appelle *chaînes principales,* s'en rattachent d'autres appelées *chaînes secondaires,* dont les faîtes sont à peu près perpendiculaires au faîte de la chaîne principale, et à celles-ci se rattachent des *chaînes tertiaires,* dont les faîtes sont à peu près perpendiculaires à ceux des précédentes, c'est-à-dire parallèles au faîte de la chaîne principale.

Deux chaînes tertiaires voisines sont séparées par un thalweg qui amène les eaux des versants tributaires dans le thalweg qui sépare les deux chaînes secondaires voisines, et ce dernier les conduit dans le thalweg principal.

Ces relations, qui existent entre les thalwegs et les chaînes de montagnes, peuvent servir, à l'aide des principes suivants, à déterminer *à priori* sur une bonne carte, non-seulement la position d'un faîte, mais aussi son point le plus bas, c'est-à-dire celui où il convient de faire passer le canal :

1° Le faîte d'une chaîne de montagnes, sans avoir rien de géométrique, ni dans le sens vertical ni en direction horizontale, est cependant à peu près droit dans son ensemble, et son inclinaison est toujours dans le même sens que celle du thalweg ;

2° Quand un faîte est rencontré en un même point par plusieurs faîtes secondaires, ce point doit être élevé au maximum ;

3° Quand un faîte est rencontré par deux thalwegs, le point commun de rencontre doit être un minimum relatif;

4° Quand un faîte est rencontré par un faîte et un thalweg secondaire, il offre une inflexion horizontale au point de rencontre, sans avoir rien de remarquable dans le sens vertical ;

5° Quand deux thalwegs, après avoir été parallèles, divergent dans des sens opposés, le point où ces thalwegs prolongés rencontrent le faîte est nécessairement un minimum ;

6° Quand les deux thalwegs ont leurs cours parallèles sur une certaine étendue, mais dirigés en sens contraires, le faîte doit présenter un point minimum dans l'intervalle qui sépare les deux sources.

Les sources d'eau se trouvant toujours à une certaine profondeur

au-dessous de la surface du sol, ce n'est que par des tranchées ou même par des souterrains qu'on pourra se procurer, au point de partage des deux branches d'un canal, la quantité d'eau nécessaire à la navigation. Sauf le cas très-rare où le point bas se trouve au-dessous d'une étendue de terrain suffisante pour produire des ruisseaux ou des sources en assez grande abondance, on est obligé souvent, malgré ces souterrains et ces tranchées, d'accumuler dans des réservoirs les eaux de pluie, afin de pouvoir en disposer pendant les sécheresses. Tels sont : le réservoir de Grosbois, desservant le canal de Bourgogne; celui de Saint-Ferréol, au canal du Midi, etc. Ces réservoirs s'obtiennent en barrant, au moyen d'une digue, l'endroit le plus resserré du vallon. Leurs dimensions dépendent du volume d'eau à fournir et du produit annuel des pluies.

Dans la navigation naturelle, c'est-à-dire en rivière, les écluses sont destinées, soit à permettre le redressement de parties sinueuses sans produire une augmentation de pente ou de vitesse; soit à donner le moyen de franchir la retenue des barrages établis pour augmenter la profondeur du cours d'eau.

Leur position, dans la navigation des rivières, est donc toujours relative à une dérivation ou à un barrage. Cependant, deux conditions sont essentielles dans tous les cas : la première, c'est de placer l'écluse près de la rive où se trouve le chemin de halage; la seconde, d'en rendre l'accès facile, vers l'amont et l'aval, en annihilant, autant que possible, l'action des courants sur le chenal d'accession.

Lorsqu'une écluse a pour objet de desservir un barrage, on cherche généralement à profiter d'une sinuosité de la rivière pour y placer ce dernier, et on construit l'écluse dans une dérivation, qui prend naissance un peu en amont du barrage et qui suit à peu près la corde de la partie courbe.

Cette disposition exige, il est vrai, l'acquisition de terrains, mais elle présente les avantages suivants, qui sont d'une importance capitale :

1° Aucune emprise n'est faite sur le développement du barrage, et par conséquent sur son débouché;

2° La construction de l'écluse peut se faire à sec avec facilité, et elle n'exige ni endiguement provisoire ni entrave dans le cours de la rivière ;

3° L'écluse peut être placée dans la dérivation, de telle façon que l'accession en soit facile des deux côtés, et en dehors de l'action des courants latéraux ;

4° Il est possible de conserver un chenal de profondeur constante et régulière, les dépôts ne se formant presque jamais en amont des barrages.

L'écluse se place d'ordinaire vers l'aval de la dérivation, à 25 ou 30 mètres de son débouché dans la rivière, tant pour diminuer les déblais qui sont plus considérables en aval qu'en amont à cause de la chute, que pour raccourcir la partie du chenal exposée aux ensablements et se réserver la possibilité d'enlever ceux-ci au moyen des chasses produites par les vantelles des portes.

Lorsqu'une écluse, construite sans dérivation, est adjacente à un barrage, il n'est pas indifférent de l'appuyer à ce dernier en un point quelconque du bajoyer du large.

Si on le place à l'aval, comme le sas est vide la plupart du temps, le bajoyer supporte presque toujours la pression de la retenue, et même davantage quand on vide le bief inférieur. En outre, si le barrage est perpendiculaire au bajoyer, il se forme devant l'aval de l'écluse un grand tournant à axe vertical, qui en gêne l'accessiòn et où se déposent les matières entraînées par les crues.

Si le barrage est placé à l'amont, le bajoyer du large ne supporte la pression de la retenue que lorsque le sas est plein. Mais, les effets de la chute du barrage ayant lieu le long du bajoyer, il y a plus de chances de voir se produire des affouillements ou des dégradations à la maçonnerie.

Quand le barrage possède un pertuis d'écoulement, il serait dangereux de le placer contre l'écluse, surtout si la retenue s'appuie en amont de celle-ci, car il pourrait en résulter un affouillement sous le bajoyer, et un atterrissement en aval de l'écluse, produit par les parties enlevées à l'endroit affouillé. L'accès du sas vers l'amont serait aussi très-difficile, dangereux même, par suite de l'agitation engendrée par le courant latéral.

Dans les cours d'eau sujets à de fortes crues, les écluses des barrages sont d'ordinaire submersibles, soit qu'elles occupent une partie notable du débouché, soit qu'il y ait excès dans le prix de con-

struction ou impossibilité d'élever suffisamment les digues de dérivation et les bajoyers.

Il arrive, dans quelques rivières, que l'on doit arrêter la navigation vers le moment où le niveau de l'eau atteint les tablettes de couronnement, tantôt par suite de l'inondation du chemin de halage, tantôt à cause de la violence du courant. Dans d'autres cours d'eau, la navigation n'est pas interrompue lors des fortes crues; les bateaux passent alors au-dessus des barrages, dont les crêtes sont convenablement fixées relativement aux niveaux des couronnements des écluses.

Ce dernier cas se présente dans la navigation sur l'Èbre, qui est exposé à des crues subites, fréquentes et très-élevées; c'est ainsi qu'à Tortosa les eaux montent parfois jusqu'à 10 mètres au-dessus de l'étiage.

Sur ce fleuve, chaque écluse (fig. 56) est établie dans une dérivation de longueur variable, séparée du cours d'eau par une digue, et prenant naissance à quelque distance en amont du barrage, afin que les bateaux ne soient pas entraînés vers ce dernier. L'écluse est placée assez près du débouché aval de la dérivation, qui se prolonge elle-même sur une certaine longueur, en aval du barrage, suffisante pour que les bateaux sortant de l'écluse soient à l'abri des remous et des courants qui se produisent par l'effet du déversement des eaux.

La longueur de ces dérivations varie de 350 à 1167 mètres; leur largeur au plafond a été calculée en ajoutant à la largeur de l'écluse le nombre constant 2 mètres et le double de la chute. Leur profondeur est de $1^{m}50$ en contre-bas de la crête des barrages.

Les digues de séparation ont 3 mètres de largeur, en couronne, et sont arasées à la même hauteur que les bajoyers. Ces digues, dont les talus sont à 45°, se composent d'un massif de gravier revêtu de perrés et défendu au pied, du côté du large, par des rysbermes en enrochements maintenus par des pieux.

Les couronnements des digues et des écluses se trouvent à 2 mètres au-dessus de l'étiage d'amont.

Dans les écluses submersibles, on ouvre quelquefois les portes avant que les hautes eaux dépassent le couronnement des bajoyers; celles d'amont se manœuvrent pendant qu'on soutient l'eau par des poutrelles encastrées dans les rainures des musoirs d'entrée. Mais le

plus souvent on n'ouvre que les portes d'aval pendant les crues; il faut ensuite employer un moyen quelconque pour arrêter et fixer les portes dans cette position.

Les écluses en lit de rivière, étant un obstacle brusque aux grands courants des crues, produisent, en amont et en aval, des remous qui peuvent déchausser les fondations. Il est d'autant plus essentiel de les construire solidement qu'avant d'être sous l'eau, si elles sont submersibles, il peut s'établir dans le sas un courant très-rapide auquel les bajoyers et le radier doivent résister.

ÉCLUSES.

Une écluse de canal ou de rivière canalisée n'a d'autre but que de faire monter et descendre les bateaux de façon à éviter l'effet de la chute résultant du barrage.

Elle se compose d'un chenal en maçonnerie, placé dans le sens du courant et fermé, en amont ainsi qu'en aval, par un système de portes busquées tournant sur des axes verticaux.

Le chenal intérieur s'appelle *sas*. Les eaux de celui-ci pouvant être mises alternativement au niveau de chacun des biefs adjacents au barrage, il suffit pour opérer la manœuvre : 1° d'introduire le bateau dans le sas, en ouvrant les portes du côté où il se présente; 2° d'abaisser ensuite l'eau du sas au niveau d'aval si le bateau descend, ou de l'élever au niveau d'amont si le bateau remonte. Cette seconde opération s'exécute en fermant les portes ouvertes en premier lieu, et en ouvrant peu à peu celles de l'extrémité opposée du sas.

Les considérations et les détails que nous avons exposés au chapitre XI de la *Deuxième partie,* en traitant des écluses maritimes, s'appliquent généralement à la construction des écluses de rivières et de canaux.

Cependant, les écluses de navigation diffèrent essentiellement des écluses à la mer, en ce qu'elles ont toujours un sas destiné à recevoir provisoirement le bateau, et qu'elles sont d'ordinaire profilées en longueur de façon à racheter, par un ressaut, la chute du barrage.

A cet effet, la plupart des écluses de navigation possèdent un mur

de chute *m* (fig. 57), qui s'élève depuis le radier du sas jusqu'au niveau de l'estrade du busc d'amont. Depuis plusieurs années cependant, le mur de chute a été souvent baissé jusqu'au-dessous du niveau de l'eau du bief inférieur, et parfois même il a été complétement supprimé.

Cette suppression présente les avantages suivants :

1° De vider plus facilement le bief d'amont; 2° d'établir un courant dans l'écluse et en aval; 3° de tenir constamment sous l'eau le heurtoir en bois et les pierres d'appareils du busc d'amont; 4° de diminuer un peu la longueur du sas; 5° de pouvoir le remplir par les vantelles des portes d'amont sans nuire au bateau ou au chargement, et sans qu'il y ait chute d'eau sur le radier; 6° d'économiser le massif du mur de chute; 7° de remplir plus vite le sas, la vitesse au commencement de l'écoulement étant due à la chute totale.

Les inconvénients sont d'augmenter : 1° la hauteur des portes et des bajoyers d'amont; 2° les difficultés de fondation de ces bajoyers, et celles de réparation du busc d'amont; 3° les pertes par les portes, qui ont lieu sous une pression ordinairement plus grande que la tenue d'eau, et par un développement de contact plus grand.

Ces inconvénients sont assez graves pour qu'on se borne généralement à baisser le busc d'amont à 0^m30 ou 0^m40 au-dessous du niveau de l'eau du bief d'aval.

Le mur de chute doit être construit en pierre de taille de moyen appareil, et d'aplomb du côté du sas, afin d'en diminuer la longueur le plus possible. D'ordinaire, le parement a la forme d'un cylindre vertical, de 0^m40 à 0^m60 de flèche, ce qui permet de donner au busc d'amont l'appareil d'une voûte à voussoirs à peu près égaux, et le rend plus propre à résister à la poussée des portes; mais cette disposition fait perdre plus d'eau.

Lorsque les écluses sont établies dans des rivières à fond mobile de sable et de gravier, il se forme des dépôts sur les radiers, surtout dans les enclaves des portes ainsi que devant les buscs; cette circonstance tend à gêner et à entraver parfois la manœuvre des portes. On remédie à cet inconvénient en fermant et ouvrant les sas avec des poutrelles qui glissent dans les rainures des bajoyers, et qui se manœuvrent à l'aide de petits treuils établis sur le couronnement. Cette disposition

permet d'établir facilement un fort courant dans l'écluse en enlevant toutes les poutrelles d'amont et d'aval ; cette chasse, répétée de temps à autre, nettoie convenablement le radier. Elle a l'avantage d'entretenir la profondeur du chenal en aval de l'écluse, et d'enlever les dépôts provenant de l'affouillement du barrage qui serait adjacent à cette dernière. Il est donc convenable de supprimer, autant que possible, le mur de chute dans les écluses en rivière.

L'on parvient à chasser les graviers, tout en conservant les portes, en découpant le busc et en fermant les ouvertures, ainsi pratiquées, au moyen de vantelles qui descendent jusque sur le radier de la chambre des portes; à cet effet, la traverse inférieure est placée à 0^m25 ou 0^m35 au-dessus du bas des poteaux montants, pour donner plus de hauteur aux orifices (fig. 57).

Dans les écluses construites récemment pour canaliser l'Èbre, le mur de chute principal A (fig. 56), placé à la suite des chambres d'amont, a son couronnement en contre-bas de 0^m30 sous l'étiage du bief d'aval; de sorte qu'on peut remplir le sas sans fatiguer les bateaux. Un second mur de chute B, arasé au niveau de l'étiage, est établi à l'amont, pour empêcher les graviers de venir se loger derrière les portes et d'en entraver la manœuvre.

Ces écluses sont destinées à recevoir des bateaux à vapeur de 50 mètres de longueur sur 10 mètres de largeur entre l'extérieur des tambours. Les sas ont 50 mètres de longueur entre les cordes des arcs des murs de chute et les enclaves d'aval; leur largeur est de 10^m50. La longueur totale entre les portes est de 75^m50.

Ces ouvrages ont été fondés dans des enceintes en pilots et palplanches, sur un radier général en béton descendant à 3^m85 sous l'étiage. L'épaisseur des radiers est de 2 mètres.

La largeur des bajoyers varie suivant les hauteurs des chutes; celle des bajoyers du côté des barrages n'est jamais moindre que 3 mètres.

Le couronnement est à 2 mètres au-dessus de la retenue, et le pied en aval du sas est à 1^m60 au-dessous de l'étiage.

Six écluses ont été construites à côté des barrages anciens, existant entre Escatron et Amposta; leurs chutes varient de 1^m80 à 3^m80.

Les écluses de Mequinenza et de Flix, placées sur la rive gauche et dans des parties concaves, se trouvent dans d'excellentes conditions

au point de vue des atterrissements. L'on remarque en effet que, lorsqu'une rivière forme un coude, les atterrissements se forment à la rive convexe tandis que la rive concave tend à s'approfondir; ce fait explique la position des principales métropoles du commerce, telles que : Anvers, Rouen, etc.

Aux écluses de Chiprana et de la Magdelena, par suite de l'existence d'un moulin, on se trouva dans l'impossibilité de profiter de l'existence d'une partie concave pour s'établir sur la rive droite, et l'on dut placer la dérivation sur la rive gauche. L'entrée se trouve dans une partie qui offre une convexité très-prononcée; de là, par les grandes eaux, l'écluse et la dérivation s'encombrent plus ou moins par des dépôts de graviers et de sable. Pour atténuer cet inconvénient, on a construit un mur de garde à l'entrée de la dérivation, et on a, en même temps, exhaussé la digue par une cloison en charpente. Le mur de garde, que l'on fermera, avec des poutrelles, sur une certaine hauteur, quand les eaux dépasseront le niveau voulu, arrêtera les matières charriées au fond, et la hausse en charpente, en prévenant les remous, empêchera les dépôts des matières en suspension. En outre, comme le mur de garde permet d'ouvrir les quatre portes à la fois, on pourra opérer, dans la dérivation, des chasses puissantes pour la débarrasser des dépôts.

La longueur et la largeur d'un sas se règlent d'après les dimensions des bateaux qui le traversent. Quant à sa profondeur, elle comprend la hauteur de son couronnement au-dessus du niveau des eaux du bief d'amont, la chute ou différence de niveau de l'eau dans les deux biefs, et le tirant d'eau des bateaux dans le sas.

Le couronnement se tient ordinairement à $0^{m}50$ au-dessus du niveau de l'eau. La chute varie, ainsi que nous l'avons dit; elle est plus grande dans les canaux artificiels que dans les rivières canalisées, où il existe des points dont la profondeur est insuffisante pour la navigation.

La capacité d'un sas d'écluse doit être réduite, autant que possible, afin d'éviter une dépense d'eau inutile et des pertes de temps pour la navigation. Le parement des bajoyers doit donc être vertical ou légèrement courbe, de façon à se rapprocher de la forme des bateaux.

L'épaisseur et le profil des bajoyers se déterminent comme pour les

écluses maritimes, les alternatives de pression produites par les manœuvres étant analogues à celles des marées.

La maçonnerie des bajoyers, au delà des chardonnets d'aval, étant destinée à résister à la pression des portes quand le sas est plein, leur prolongement de ce côté est donc fonction de la chute, de la largeur du passage et de l'angle du busc.

L'épaisseur des bajoyers de fuite doit aussi être augmentée, car ils tendent à être renversés dans le sens des vantaux des portes, lorsque celles-ci sont fermées, et cette action est d'autant plus puissante que l'angle du busc est plus obtus.

Dans une écluse de 2^m60 de chute, la longueur des bajoyers de fuite, depuis les chardonnets d'aval, est d'environ 3^m60 pour 4^m50 de largeur; 4^m30 pour 5^m20 de largeur, et 5 mètres si la largeur atteint 6^m50.

Dans les écluses de l'Èbre, les bajoyers de fuite n'ont que 5^m00 de longueur pour une chute partielle de 1^m55 et une largeur de 11^m70.

En amont et en aval des écluses, on garnit de perrés les talus du canal, à cause du frottement des bateaux qui viennent y stationner. Les perrés d'aval sont encore nécessaires pour résister à l'agitation de l'eau sortant du sas et des affouillements; leur pied s'appuie sur l'arrière-radier; ils s'étendent parfois jusqu'à 30 mètres de l'écluse.

Pour remplir et vider le sas, on se sert, soit de vantelles disposées dans les portes busquées, soit d'aqueducs ou tambours, pratiqués dans l'épaisseur des bajoyers et communiquant du sas dans les deux biefs. L'on conçoit qu'il serait difficile, souvent impossible, d'ouvrir directement les portes tant qu'il existe une différence de charge considérable sur leurs deux faces.

Les vantelles, ou petites vannes, se placent au bas des portes, une sur chaque vantail, entre deux potelets destinés à former les joues de l'ouverture, et s'étendant sur tout l'intervalle des deux entretoises inférieures; ce dispositif est indiqué aux figures 61 et 74 de la *Deuxième partie*. Les potelets se fixent par des boulons aux coulisses placées sur le bordage pour recevoir la vantelle. Quand on assemble ces potelets aux entretoises, on ne doit entailler que légèrement ces dernières, et du côté d'amont, c'est-à-dire sur leur face en contact avec le bordage, afin de diminuer le moins possible leur résistance.

Les vantelles se font en bois, en fonte ou en tôle. Celles en fonte, dressées sur leurs parties frottantes et glissant dans des coulisses en cuivre, sont faciles à manœuvrer et conservent bien l'eau.

Chaque vantelle est placée contre la face d'amont, ainsi que sa queue, qui s'élève jusqu'au haut de la porte de manière qu'on puisse lui communiquer le mouvement à l'aide d'un cric, d'une vis ou d'un levier simple; on est revenu à ce dernier moyen, attendu qu'il exige, pour la manœuvre, moins de temps que le cric employé d'ordinaire, et surtout que la vis, qui est à peu près abandonnée.

Le grand avantage des vantelles est de reporter les mouvements de l'eau dans l'axe du sas ou du canal, tout en évitant la construction difficile et onéreuse des aqueducs. Leurs inconvénients sont de fatiguer les portes et de causer des avaries aux bateaux montants ou à leur chargement. Mais ce dernier défaut ne se produisant que sous les fortes chutes, on peut l'atténuer, l'éviter même, en baissant notablement le mur de chute, et par conséquent en plaçant les courants le plus bas possible par rapport au bateau.

Pour remplir et vider les sas, on se sert aussi d'aqueducs ou tambours, pratiqués dans l'épaisseur des bajoyers et communiquant du sas dans le bief d'amont ou d'aval.

Ce moyen, éprouvé par le temps, est généralement employé par les Anglais pour l'amont de leurs écluses. Il est simple, prompt, et permet de proportionner la section d'écoulement au volume d'eau à débiter; toutefois, ces aqueducs doivent avoir des dimensions suffisantes pour qu'on puisse les visiter à l'intérieur dans les chômages.

Au canal de Briare, ils ont $1^{m}60$ de largeur et $1^{m}80$ de hauteur au-dessus des radiers. Leur embouchure est placée dans l'enclave des portes. Il n'y a qu'un aqueduc à l'amont et un à l'aval, tous deux établis du même côté (fig. 58). Pour préserver la maçonnerie intérieure du frottement de l'eau, on les avait revêtus, dans le principe, de planches jointives; ayant reconnu plus tard que le mortier protégé par cette enveloppe était devenu très-dur, on supprima les planches.

L'ouverture des aqueducs de ce canal est fermée par deux vannes, dont le seuil est presque de niveau avec le radier des chambres des portes.

Les aqueducs débouchent, dans une direction oblique à l'axe afin

d'atténuer l'action érosive de l'eau contre le bajoyer opposé. On n'ouvre d'abord qu'une vanne pour diminuer encore cet effet, ainsi que le choc de l'eau contre le bateau qui stationne dans le sas.

Les inconvénients des aqueducs consistent dans la nécessité d'une surépaisseur derrière le massif du bajoyer dans lequel ils sont pratiqués, et dans les dégradations produites contre le parement du bajoyer opposé par l'effet des chocs de l'eau et des bateaux qu'elle y refoule.

On a cherché à remédier à ce dernier inconvénient, qui est capital, en donnant aux tambours la forme de siphons d'où l'eau sort en arrivant de bas en haut.

Ce moyen a été employé pour la première fois au canal du Centre. Il y a, en amont, deux siphons (fig. 59), partant de niches situées à côté des chambres des portes, et débouchant, sous le mur de chute, dans une voûte communiquant au sas. Deux autres siphons, placés en aval, arrivent sous des niches placées dans l'épaisseur des murs de fuite.

Ces dispositions empêchent, il est vrai, la dégradation des parements; mais 1° elles exigent un appareil compliqué et coûteux pour la voûte d'amont; 2° de grandes filtrations s'y établissent vers la clef soulevée par le choc de l'eau ascendante, et il est très-difficile de les reconnaître; 3° une surépaisseur en contre-bas des fondations est nécessaire, et c'est un grand inconvénient; 4° pour faire les siphons d'une seule pièce, on est obligé de leur donner une petite section, d'où résultent l'impossibilité de les visiter, beaucoup de temps pour l'opération du sassement, et la nécessité de grandes démolitions pour réparer la moindre partie dégradée.

Malgré les avantages incontestables des siphons en maçonnerie, l'usage en a été très-restreint, surtout à cause des filtrations inévitables qu'ils occasionnent dans le massif des bajoyers, quel que soit le soin apporté à la construction.

Cependant, l'on est parvenu à éviter la plupart des défauts inhérents à ce système, en employant des siphons en fonte de fer, ainsi que l'a proposé M. Beaudemoulin, et qu'il a été fait pour un grand nombre d'écluses en Angleterre.

Chacun d'eux se compose (fig. 60) d'un coffre en fonte de 2 cen-

timètres d'épaisseur, ayant, à l'intérieur, une hauteur constante de 0^m60 ; quant à la largeur, elle varie de 1^m00 à 1^m67, sur le développement.

Le tambour se divise en trois parties, s'ajustant l'une dans l'autre par un emboîtement de 0^m05 de largeur, afin d'en faciliter le montage et le démontage.

La première partie, qui correspond à l'amont, est la plus étroite ; son orifice est contourné pour favoriser l'entrée des vases, graviers, et autres corps qui pourraient se déposer derrière les portes et en gêner la manœuvre ; cette disposition permet ainsi de réaliser un avantage précieux, surtout aux écluses d'embouchure ou à fond mobile.

Cette première partie reçoit, à vis, la coulisse en fer forgé dans laquelle manœuvre la vanne, et arase, par son plan inférieur, l'aire de la chambre des portes.

Les deux autres parties du siphon vont en s'élargissant. Il en résulte que le fluide, retenu par la gorge plus étroite d'amont, et par la contraction de la veine qui en est une conséquence, doit s'épanouir ensuite et perdre contre la paroi métallique une grande partie de la force dont il est animé.

Le siphon d'amont est incliné de 0^m30 vers le fond de l'écluse. L'eau qui en débouche vient donc frapper diagonalement le prisme liquide contenu dans le sas, c'est-à-dire dans le sens de la plus grande dimension de la section transversale de ce dernier ; en outre, la troisième partie est contournée de manière à diriger le liquide contre le mur de chute, sur lequel il va s'amortir.

L'élargissement du siphon d'amont, son inclinaison sur le fond, et la direction donnée vers le mur de chute constituent d'excellents moyens d'amortir graduellement les forces vives de l'eau, et d'empêcher que, par son introduction dans le sas, les bateaux n'y soient trop fatigués.

Le siphon d'aval est incliné de 0^m40 de bas en haut. Cette disposition a pour objet de diriger le fluide dans le sens diagonal du prisme d'eau contenu dans l'écluse et le canal, et d'empêcher qu'il n'agisse sur le fond. Sa troisième partie est contournée de manière à éloigner des portes d'aval l'eau jaillissante, et à la porter en dehors de l'écluse.

La direction inclinée est donc importante pour prévenir les affouillements à l'aval, en ramenant à la surface toute l'action du fluide.

Le montage d'un siphon s'exécute avec facilité en procédant comme suit.

La chambre destinée à recevoir l'appareil en fonte est construite avec des dimensions en largeur et en hauteur plus grandes de 0m40 que celles du siphon, de sorte, qu'après le tassement de la maçonnerie, on peut aisément placer sur cales et assembler les trois parties de ce dernier. On refoule ensuite, au fur et à mesure de la pose, dans l'intervalle du coffre en fonte à la paroi de la chambre, du béton bien corroyé qui remplisse parfaitement le vide, sauf à parementer en briques ce corroi à la surface visible des maçonneries.

Ces siphons résistent alors comme des pierres de taille pleines ; et comme ils sont parfaitement étanches, il est inutile de donner plus de 0,20 à 0,30 de surépaisseur aux bajoyers.

La partie du chardonnet embrassée par le siphon est peut-être un peu faible ; mais il faut remarquer que, pour celui d'amont, elle est contre-butée par le mur de chute; quant au chardonnet d'aval, on peut le relier par des armatures avec la partie supérieure. La masse du siphon est d'ailleurs suffisante pour résister à l'action des eaux, et cette partie du chardonnet, qui n'a que fort peu de hauteur, n'a pas d'effort particulier à supporter.

Le système de construction que nous venons de décrire permet d'opérer facilement le démontage pour une réparation, et de limiter celle-ci à la partie dégradée. D'un autre côté, les grandes dimensions du coffre en fonte diminuent la durée des sassements, facilitent le passage des corps d'une certaine dimension qui pourraient se placer derrière les portes, et permettent de faire visiter en tout temps l'intérieur par un plombier, pour y faire presque toutes les réparations dont le coffre aurait besoin, sans être obligé d'en démonter les parties.

Dans le principe, on fermait l'ouverture des siphons en général par des bondes qui exigeaient un effort violent pour être soulevées.

On a remplacé ensuite ces bondes par des clapets cylindriques à axe horizontal, s'appliquant contre un châssis, aussi cylindrique et d'un plus grand rayon. Mais ce dispositif entraînait à des réparations

si fréquentes, qu'il fut généralement abandonné, et l'on remplaça presque partout les clapets par des vannes.

La plupart des vannes d'aqueducs ou de siphons se construisent en fonte. Elles sont parfois composées de deux parties, placées l'une au-dessus de l'autre, et séparées par un vide, qui correspond à un plein, dans l'entrée de l'aqueduc, de même hauteur que la levée de la vanne. Il en résulte que la queue de celle-ci n'a besoin d'être soulevée que de la moitié de la hauteur nécessaire à une seule ouverture qui serait deux fois plus haute.

CHAPITRE NEUVIÈME.

AQUEDUCS ET SIPHONS.

AQUEDUCS.

En maçonnerie.

Les aqueducs sont des constructions hydrauliques d'un emploi fréquent et varié. Le plus souvent ils servent de moyen de décharge ou de communication entre deux bassins ; d'autres fois, on les emploie pour les prises d'eau des réservoirs destinés à suppléer à l'irrégularité ou à l'insuffisance de l'alimentation naturelle d'un bief de partage. Enfin, l'on fait encore usage d'aqueducs lorsqu'on veut faire passer sous la cuvette d'un canal des ruisseaux à eaux troubles ou sujets à des crues subites.

Nous avons traité au chapitre X de la *Deuxième partie,* ce qui est relatif aux aqueducs ordinaires de communication ou de décharge ; ce sujet sera complété au chapitre suivant, par les détails que nous donnerons sur la construction des voûtes et des piédroits.

Les aqueducs qui servent à tirer l'eau des réservoirs sont analogues aux précédents. Lorsqu'ils traversent une digue en terre, ils doivent être fondés très-solidement. Afin qu'il ne s'établisse pas de filtrations à la surface extérieure de la construction, on l'entoure complétement d'espèces de contre-forts ayant de 0^m50 à 0^m90 de saillie, et opposant une entrave au mouvement continu de l'eau qui tendrait à s'insinuer le long de la maçonnerie. La distance entre ces contre-forts varie de 6 à 9 mètres.

Il serait bon, dans certains cas, de prendre une précaution analogue

pour les aqueducs de décharge ou de communication construits dans des remblais perméables et exposés à de fortes charges d'eau. Parfois aussi, en ces circonstances, il serait nécessaire d'établir la construction sur un grillage et même sur un pilotis, lorsque les dimensions de l'aqueduc sont assez notables.

Les aqueducs de prise d'eau doivent être le plus petits possible lorsqu'ils doivent traverser une digue en terre ; cependant, il faut qu'on puisse y pénétrer facilement pour les visiter ; à cet effet, il suffit de leur donner 0^m80 de largeur et 1^m30 de hauteur sous clef.

Sous la crête intérieure de la digue, l'aqueduc est fermé par un massif qui ne laisse pour passage à l'eau qu'une ouverture rectangulaire de 0^m40 à 0^m50 de côté. C'est contre les bords de cet orifice que glisse une vanne, dont la queue passe dans un puits maçonné, qui s'élève jusqu'au sommet de la digue, et sur la tablette duquel se trouve fixé un cric ou bien un écrou dans lequel se meut l'extrémité filetée de la queue.

Lorsqu'un canal suit la direction principale d'une vallée, il en traverse les affluents, et, comme ceux-ci seraient interceptés par le relief des berges, il est indispensable de les recevoir dans le canal par des déversoirs de superficie, ou de leur donner un libre cours sous la cuvette.

Il n'y a aucun inconvénient à prendre le premier parti quand les eaux des ruisseaux sont claires et peu exposées à des crues importantes capables de remplir outre mesure les biefs qui y correspondent. L'on peut même quelquefois clarifier certaines eaux en faisant passer l'affluent dans de petits bassins appelés *cales*, dont le fond, en contrebas de celui du cours d'eau, permet le dépôt des matières que celui-ci charrie. Mais ce moyen, suffisant en temps ordinaire, cesse de l'être dans les crues un peu fortes, et les sables, après avoir comblé la cale, pénètrent dans le canal.

L'affluent peut être inférieur au lit du canal ou environ au niveau de l'eau de ce dernier.

Dans le premier cas, on le fait passer sous la cuvette par un aqueduc.

Si le cours d'eau exige un grand débouché, et qu'il n'y ait pas assez de hauteur pour une seule voûte de 5 à 6 mètres d'ouverture, on forme

l'aqueduc de plusieurs petites arches. Cependant, si le ruisseau entraîne des arbres dans les crues, il est indispensable d'adopter une seule grande arche surbaissée, quand la hauteur ne permet pas le plein cintre.

Les dimensions de ces aqueducs doivent être proportionnées au maximum du débit; mais, comme il faut toujours pouvoir les visiter, ils doivent avoir au moins 0^m65 de largeur et 1^m40 de hauteur sous clef.

Il semble naturel de placer les aqueducs dans les thalwegs des affluents Toutefois, comme le fond des vallons est d'ordinaire un mauvais terrain d'alluvion, on peut, en pareille occurrence, asseoir plus solidement les fondations en plaçant l'aqueduc sur le flanc du coteau ; on fait alors des fossés d'écoulement de ce point au fond de la vallée.

Afin d'économiser la maçonnerie, on a placé souvent des aqueducs dans le massif des murs de chute des écluses. Mais cette disposition présente de graves inconvénients, surtout quand l'écluse a des siphons, à cause des filtrations qui s'établissent entre le sas et l'aqueduc, et que l'on peut difficilement reconnaître quand elles se produisent dans la partie noyée par l'eau du bief d'aval ou du ruisseau.

En bois ou en fonte.

Si l'affluent à traverser n'est qu'un ruisseau d'un faible débit en toute saison, on le conduit par le contre-fossé jusqu'à l'aqueduc voisin. On peut aussi lui donner un écoulement direct à travers une tuyau en fonte ou une buse en bois analogue à celle que nous décrirons plus loin (fig. 63).

Suivant le niveau relatif du ruisseau par rapport au canal, ces conduits sont enterrés sous la cuvette ou établis sur le fond du lit, préalablement abaissé en cet endroit si c'est nécessaire.

Pour prévenir l'obstruction des tuyaux, on place leur ouverture d'amont au-dessus du fond d'un puisard qui reçoit les troubles, et que l'on cure de temps à autre. Il serait avantageux aussi de pouvoir introduire, de chaque côté, une sonde dépassant la moitié de la longueur du conduit, afin de le dégorger.

Quand les buses ou tuyaux sont placés en dedans de la cuvette, les

réparations en sont plus faciles et moins coûteuses ; dans ce cas, l'on peut aussi assembler les tuyaux comme les conduites d'eau ordinaires, sauf la partie sous les berges qui ne peut être démontée.

SIPHONS.

En maçonnerie.

Quand un ruisseau est à peu près au niveau de l'eau du canal qu'il doit traverser, on cherche à le faire passer sous la cuvette au moyen d'un aqueduc direct, soit en le dérivant jusqu'au delà de la première écluse en amont afin de profiter de l'élévation du fond du bief supérieur, sòit en le faisant descendre jusqu'à ce que la pente naturelle de la vallée que suit le canal abaisse assez cet affluent pour qu'il soit possible de limiter au fond du lit l'extrados de l'aqueduc. Lorsqu'on ne peut réaliser aucun de ces deux moyens, on traverse le canal par un aqueduc à branches verticales; courbes ou inclinées, improprement appelé *aqueduc-siphon*.

Ces ouvrages (fig. 67), auxquels on ne doit avoir recours que dans les cas de nécessité absolue, présentent de nombreux inconvénients : 1° si le ruisseau charrie des sables ou graviers, ils engorgent souvent l'aqueduc, et ne peuvent généralement en être convenablement expulsés par la faible vitesse ascensionnelle de l'eau à la bouche d'aval ; 2° on ne peut les visiter à l'intérieur qu'en détournant ou en retenant momentanément le ruisseau, et en épuisant l'eau qui reste dans la partie basse ; 3° dans les chômages de la navigation, ou dans les orages qui donnent subitement une grande quantité d'eau, la voûte tend à se soulever par l'effet de la charge liquide contre les parois.

Le premier inconvénient est des plus graves, surtout quand le ruisseau est exposé à tarir ou à devenir torrentiel ; dans ces deux cas, l'aqueduc s'engorge généralement. En effet, si le ruisseau tarit, les dépôts formés après une crue ou un orage, par le ralentissement de la vitesse, se durcissent plus ou moins et ne peuvent être emportés par la crue suivante A la longue, il arrive un moment où l'engorgement est tel, que la voûte finit par crever sous l'action de la charge élevée d'amont à l'époque d'une forte crue, ou bien il arrive que cette eau

déverse par-dessus la berge du canal, y entre en faisant brèche, et le comble plus ou moins.

On a cherché à empêcher le soulèvement de la voûte dans les aqueducs-siphons, en construisant sur celle-ci une arcade renversée qui s'appuie sur des piédroits établis dans les berges suffisamment rapprochées. Ce moyen a été employé en France, au canal du Centre.

On peut aussi augmenter le poids de la voûte, et par conséquent sa résistance, en la faisant en pierre de taille. Mais, comme les voussoirs ne sont posés en général qu'en coulant les joints, et que des joints coulés sont rapidement dégarnis dans ce genre d'aqueducs, ce moyen ne présente guère de garanties de sécurité. Il est vrai que, dans certains cas, rien n'empêche de relier les voussoirs aux piédroits, et même au pavement, à l'aide de tirants et d'ancrages. Lorsqu'on emploie du mortier de bonne qualité, il est préférable de construire le siphon en petits matériaux, dont la liaison est plus solide, sauf à le surcharger par une chape, et à rendre le tout bien solidaire à l'aide de ferrures.

En bois ou en fonte.

Quand le ruisseau n'est pas exposé à de fortes crues et que ses eaux sont assez claires, il est préférable, pour des sections moyennes, d'employer des buses en bois ou des tuyaux en fonte.

Ces dispositifs offrent plus de garanties que les siphons en maçonnerie, tant pour les fissures que pour les soulèvements ; en outre, ils exigent des fouilles moins profondes, et par suite moins d'épuisements.

Si l'écoulement n'est pas continu, la fonte est d'un emploi plus avantageux que le bois, attendu que celui-ci pourrit rapidement par les alternatives de sécheresse et d'humidité ; dès lors, les terres extérieures à la buse l'écrasent et l'engorgent.

Au canal latéral à la Loire et à celui du Nivernais, on a employé des tuyaux en fonte de $1^{m}00$ de diamètre intérieur et $0^{m}16$ d'épaisseur. Ils sont placés sous le lit, et distants de $0^{m}16$ du plafond.

L'on a aussi eu recours à ce moyen pour faire passer, sous le busc d'amont de l'écluse d'Arles, située sur le canal d'Arles à Bouc, une dérivation du canal Craponne, dont les eaux sont d'ordinaire à $2^{m}80$

au-dessus de celles du premier. La communication a lieu par deux cylindres en fonte (fig. 61) placés verticalement l'un à côté de l'autre dans l'épaisseur des bajoyers, se retournant à angle droit pour traverser le radier dans l'épaisseur du busc, et se relever dans le bajoyer opposé. Ces tuyaux, de 0^m03 d'épaisseur, sont assemblés à collet et boulons; on a placé extérieurement, dans le joint, du carton goudronné, et intérieurement le mastic ordinaire de limaille, soufre et hydrochlorate d'ammoniaque.

L'eau descend et remonte verticalement de 6 mètres. Un grillage placé à la bouche d'amont arrête les corps étrangers. Quoique les eaux du canal Craponne charrient quelque gravier et déposent un peu de vase à la fin de chaque crue, les siphons en question ne doivent guère être curés que tous les 4 ou 5 ans, la vitesse d'une crue suffisant pour enlever en grande partie les dépôts vaseux de la crue précédente.

Les siphons établis récemment sous le canal de dérivation de la Lys, latéral à celui de Zelzaete et recoupant, par conséquent, les affluents de ce dernier, se composent d'un corps en charpente, comprenant une partie horizontale sous le plafond du canal et deux parties en rampe (fig. 62) raccordant celle-ci avec deux têtes en maçonnerie.

Tous les corps des siphons se composent de châssis intérieurs et de châssis extérieurs, contre lesquels sont cloués deux rangs de bordages, séparés par une couche d'argile fortement damée, et présentant ainsi à l'écoulement de l'eau un certain nombre de passages suivant l'importance des ruisseaux.

La manière dont les châssis reposent sur le terrain n'est pas la même pour les parties inclinées que pour le milieu. Dans tous les siphons, la face supérieure des châssis extérieurs de la partie horizontale se trouve à 0^m50 au-dessous du plafond du canal, cette surcharge de terre étant destinée à augmenter la résistance du siphon aux infiltrations soit vers le canal, soit de ce dernier, ainsi qu'à le préserver des tendances au soulèvement, surtout vers le milieu.

Les têtes en maçonnerie se composent, chacune, d'un radier général, de deux piédroits, ou parfois de piles isolées, supportant une voûte et un mur de front qui a pour objet de contre-balancer la poussée des terres formant la digue au-dessus des parties inclinées.

La plupart des ruisseaux étant à sec pendant l'été, l'emploi des buses en bois aurait présenté l'inconvénient que nous avons signalé, et les extrémités des parties en charpente auraient été rapidement hors de service si l'on n'avait eu soin de les descendre assez profondément pour qu'elles se trouvassent toujours sous l'eau, et de se ménager une enceinte close dans laquelle l'eau pût être, autant que possible, à l'abri des chances d'évaporation.

Ce résultat a été obtenu en faisant précéder le siphon d'un mur de chute A (fig. 62) dont la face supérieure se trouve au même niveau que le radier *mn* de l'éclusette qui déverse les eaux du ruisseau dans le canal de Zelzaete, et en plaçant les châssis à une profondeur telle, que leur face supérieure se trouve au même niveau que la tablette du mur de chute et le radier de l'éclusette précitée.

Par cette disposition, le mur de chute et les deux murs en aile qui le terminent forment un coffre en maçonnerie que l'on pourra toujours tenir plein d'eau, celle qui s'y trouve ne pouvant diminuer que par l'évaporation à la surface, évaporation à laquelle il est facile de parer en fermant l'éclusette en temps convenable, ou même, au besoin, en amenant dans le siphon une certaine quantité d'eau du canal de Zelzaete.

A l'aval, le raccordement des siphons avec les éclusettes se fait par un coffre analogue, formant puisard et permettant ainsi d'y descendre pour enlever les corps étrangers qui pourraient se présenter à l'ouverture de l'éclusette et l'obstruer.

Pour les affluents qui conservent, même pendant les chaleurs, une certaine quantité d'eau dont la hauteur, connue par expérience, est désignée sous le nom de *jauge d'été*, il n'a pas été nécessaire de descendre les châssis au niveau du radier de l'éclusette de décharge, mais seulement à celui de la jauge d'été; la hauteur du mur de chute a donc pu être réduite dans la même proportion.

APPLICATIONS.

Siphons en maçonnerie du front 2-3 de la nouvelle enceinte d'Anvers.

Le siphon en maçonnerie de la nouvelle enceinte d'Anvers a pour objet d'établir, entre les parties Sud et Nord du fossé capital du front 2-3, une communication indépendante du canal de la Campine.

Le batardeau *mn* (fig. 65), ainsi que les barrages à poutrelles des piles et culées du pont de la route de Bréda, permettent de maintenir dans la cuvette les eaux du canal ou de les déverser dans le fossé capital, et le bassin formé dans ce dernier cas peut être séparé de la partie Sud du fossé à l'aide de vannes placées dans les têtes du siphon contre le batardeau précité.

Le terrain naturel est à la cote (4.50); le fond du canal et celui du fossé capital sont à la cote (0,00).

Le siphon se compose de trois conduits (fig. 66), ou aqueducs horizontaux, accolés et terminés, en amont et en aval, par des puits verticaux formant les têtes de l'ouvrage.

Les fondations sont établies à la cote (—3,85), sur terrain de sable compacte. Elles se composent d'un grillage, formé de longrines et traversines, et posé sur un moellonnage général de 0^m30 d'épaisseur.

Chacun des trois passages du siphon a 3^m50 de largeur sur 1^m90 de plus grande hauteur dans son milieu. Leur radier est formé d'une voûte renversée, de 0^m30 d'épaisseur et 0^m20 de flèche, dont le point le plus bas de l'extrados est à la cote (—2,90). La voûte supérieure a 0^m70 d'épaisseur, et autant de flèche.

L'épaisseur des piédroits qui séparent les passages est de 1^m50; celle des culées extrêmes est de 2^m00 avec empatement de 0^m25 au-dessous de la cote (—2,40).

Toute la construction est arasée à la partie supérieure au niveau du plafond du canal, c'est-à-dire à la cote (0,00).

Les murs de soutènement qui limitent les puits des têtes ont 0^m70 d'épaisseur en haut, et 1^m00 au niveau du fond.

Les têtes du siphon (fig. 67) sont protégées, à l'amont et à l'aval, par une file de palplanches jointives maintenues contre des pilots,

et le fond du fossé qui leur est contigu est défendu, contre les bouillonnements et les remous, par un faux radier de $5^{m}00$ de longueur.

Au droit de la route de Bréda, l'ouvrage est surmonté de quatre piles et de deux culées supportant un pont fixe et un pont roulant. La culée de ce dernier (fig. 66) est arrêtée à la cote (3.65); elle détermine, avec la première pile, une coupure de $3^{m}50$ de largeur. L'espacement des piles entre elles est de $4^{m}00$.

Le creusement de la tranchée nécessaire à l'établissement du siphon a mis à nu de nombreuses sources, dont les plus puissantes ont amené, lors des épuisements exécutés pendant la construction de cet ouvrage, des flux considérables de sable provenant du pourtour inférieur de la fouille qui s'est tassée ou remplie d'excavations intérieures.

Quelques-unes de ces excavations se dirigeaient sous l'emplacement des murs X et Y (fig. 65), que l'on devait établir à proximité du siphon construit, et à un niveau supérieur, et elles se manifestaient à la surface par des entonnoirs et des crevasses qui se prolongeaient assez loin.

En présence de ces faits, il eût été imprudent de fonder les murs voisins du siphon ainsi qu'il avait été projeté primitivement, c'est-à-dire sur le terrain même. Aussi fut-il décidé ultérieurement que les maçonneries de la culée et de la cage du pont-levis seraient établies sur un grillage porté par un pilotis (fig. 66).

Siphon n° 4, en charpente, sous le canal de dérivation de la Lys.

Ce siphon est établi, comme tous ceux du canal de dérivation, à $0^{m}50$ au-dessous du plafond de ce dernier (1), et conduit dans le canal de Zelzaete les eaux du ruisseau dit *Vaeke-Vaerdeken*.

La hauteur du corps en charpente, mesurée entre la face supérieure des châssis extérieurs et la face supérieure du plancher du siphon étant de $1^{m}87$ (fig. 62), il a été nécessaire de donner cette hauteur au mur de chute A d'amont, afin que les parties les plus élevées de la charpente se trouvassent constamment sous l'eau; le Vaeke-Vaerdeken se desséchant pendant l'été.

(1) *Annales des travaux publics*. 1860-1861.

La tête d'amont est fondée sur un radier, composé d'une couche de béton de 0^m50 d'épaisseur, qui est surmontée d'une maçonnerie de briques de 0^m40 et protégée, à l'amont et à l'aval, contre les filtrations par deux files de palplanches de 2^m00 de longueur et 0^m10 d'épaisseur.

La tête d'aval, dont les murs ont une hauteur beaucoup plus considérable, est établie sur un plancher de fondation, cloué sur deux cours de chapeaux assemblés eux-mêmes à mortaise et tenon renforcé par deux coins, sur deux files de pilots, d'environ 7^m00 de longueur, battus au refus de 0^m03.

Les palplanches extrêmes de la ligne d'aval forment ailes sur une hauteur de 4^m00, et sont engagées de 0^m20 dans les murs du puisard.

Le radier de la tête d'aval se raccorde avec celui de l'éclusette par un plan incliné en maçonnerie de 0^m30 d'épaisseur, établi sur une couche de 0^m55 en béton.

Les voûtes d'amont et d'aval ont une ouverture égale à la largeur de la section intérieure du siphon, et sont en plein cintre; leur diamètre est de 1^m44.

Par la disposition adoptée, les têtes en maçonnerie sont presque complétement indépendantes du corps en charpente, qui n'y est, pour ainsi dire, que simplement juxtaposé.

On a évité par là de faire porter le poids de la maçonnerie sur les parties inclinées de la charpente du siphon.

L'ouverture du cintre de la voûte est fermée par un petit mur de 0^m40 d'épaisseur, construit sur le premier et sur le dernier couple des châssis accolés.

La charpente du siphon n° 4 ne présente qu'une seule ouverture, de 1^m44 de largeur sur 1^m40 de hauteur. Elle se compose, comme nous l'avons dit, de deux bordages cloués sur des châssis rectangulaires.

Ces derniers sont de quatre espèces différentes.

La première B consiste en un cadre intérieur formé d'un seuil, d'une traverse supérieure, et de deux montants verticaux. Toutes ces pièces ont 0^m15 sur 0^m20 d'équarrissage.

Quel que soit le nombre d'ouvertures du siphon, le système des

châssis reste le même. La figure 69 donne le dispositif de la tête d'amont du siphon n° 8, pour le Geleed; les ouvertures y sont au nombre de cinq. Il y en a neuf à celui qui sert au passage du canal d'écoulement des eaux du Sud de Bruges.

La deuxième espèce de châssis C (fig. 63) se compose d'un cadre intérieur semblable au précédent, et d'un cadre extérieur qui comprend un seuil, une traverse supérieure et deux montants. L'équarrissage de ces pièces est de 0^m20 sur 0^m20. Les montants sont arc-boutés par deux contre-fiches de 0^m15 sur 0^m20 d'équarrissage; le seuil dépasse les montants de 1^m00 de chaque côté; la traverse supérieure ne déborde que de 0^m15.

Les châssis de la troisième catégorie D sont formés d'un cadre intérieur, conforme à celui qui a été décrit, mais maintenu en outre par une traverse, qui repose sur deux pilots équarris de 0^m50 de longueur. Les pilots et la traverse ont 0^m25 sur 0^m25 d'équarrissage, et cette dernière déborde les pilots de 0^m15.

Enfin, les châssis E de la quatrième catégorie se composent, comme ceux de la deuxième, de deux cadres : l'un intérieur, l'autre extérieur; celui-ci est placé sur un chapeau supporté lui-même par deux pilots de 3^m00 de longueur, dont le nombre varie évidemment suivant celui des ouvertures. Le chapeau a 0^m20 sur 0^m25 d'équarrissage, et les pilots 0^m25 de diamètre moyen.

A la jonction de la partie horizontale avec chaque partie en rampe, ainsi qu'aux extrémités du siphon en charpente, on a accolé deux châssis de cette dernière espèce; ils sont supportés par un chapeau de 0^m45 sur 0^m30 d'équarrissage, soutenu par des pilots de 0^m30 de diamètre et de 3^m00 de longueur.

Toutes les pièces de la charpente sont en chêne, à l'exception des chapeaux et des pilots des châssis de la quatrième catégorie, qui sont, les premiers en sapin équarri, les seconds en sapin en grume.

Deux bordages sont cloués sur les châssis intérieurs et extérieurs.

Le bordage extérieur a 0^m07 d'épaisseur; celui de l'intérieur n'a que 0^m05; dans les siphons à plusieurs ouvertures, les bordages formant les cloisons qui séparent les passages n'ont que 0^m03 d'épaisseur.

Tous ces bordages sont en sapin rouge de Riga ; leurs joints sont calfatés à deux étoupes, puis brayés.

Un certain nombre de semelles, dépendant de la largeur du siphon, sont placées sous la partie horizontale, parallèlement à l'axe de l'ouvrage. Elles sont en sapin ou hêtre, et ont $0^{m}30$ de largeur sur $0^{m}10$ d'épaisseur.

Les pièces des châssis sont assemblées à tenons et mortaises, et les assemblages sont consolidés par des étriers en fer forgé, fixés au moyen de boulons et de clous barbelés.

Des boulons et des vis relient entre eux les cadres d'un même châssis.

L'emploi de ces différentes espèces de châssis est basé sur les considérations suivantes.

Par suite du déblai exécuté pour creuser le canal, la charge sur le terrain de fondation de la partie horizontale du siphon est devenue inférieure à celle qui existait primitivement, car il n'est pas probable que la hauteur d'eau dans le canal, entre Maldegem et la mer, atteigne jamais celle des terres riveraines.

Il n'y avait donc aucun tassement à craindre en cette partie intermédiaire de la charpente; il y avait même plutôt lieu d'augmenter la résistance de cette partie au soulèvement de bas en haut.

Il n'en était pas de même pour les branches inclinées, celles-ci devant recevoir un fort remblai, au moins près des têtes en maçonnerie, pour la formation des digues et des talus du canal. Leurs extrémités supérieures devaient nécessairement reposer sur une charpente de fondation qui pût suppléer, le cas échéant, à l'insuffisance de fermeté du terrain d'assiette, tandis qu'à leurs extrémités inférieures l'emploi de traverses avec pilots de retenue était encore nécessaire pour s'opposer à l'arrachement du couvercle.

Pendant la construction de la partie en charpente du siphon, tout l'intervalle compris entre les bordages intérieur et extérieur a été remblayé en terre glaise. Après la pose du conduit, son pourtour a également été remblayé avec de la glaise sur $0^{m}50$ d'épaisseur, et le reste de la fouille a été rempli avec les meilleures terres provenant des déblais, soit du canal, soit de l'ouvrage.

CHAPITRE DIXIÈME.

PONTS EN MAÇONNERIE.

CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES.

L'emplacement d'un pont étant déterminé, l'étude du projet doit avoir pour bases les considérations suivantes : 1° le débouché du pont; 2° la portée et la forme de ses arches; 3° les dimensions des piles, des culées et des autres parties du système; 4° les fondations et le mode de construction qui leur est applicable.

Lorsqu'un pont ne comprend qu'une seule arche dont l'ouverture ne dépasse pas 5 mètres, il prend le nom de *ponceau*, et se construit ordinairement sur des ruisseaux dont le volume varie plus ou moins avec les saisons.

DÉBOUCHÉ.

Ponceaux.

Le débouché d'un ponceau, qui est déterminé par l'espacement des culées, doit être suffisant pour débiter les plus grands volumes d'eau qui peuvent se présenter.

Lorsqu'il existe déjà des constructions analogues en amont et en aval du ponceau à établir, on peut prendre leurs débouchés pour termes de comparaison, et fixer approximativement l'ouverture cherchée, d'après la moyenne des quantités d'eau qui affluent en plus ou en moins aux ponceaux adjacents.

Dans le cas contraire, on déterminera comme suit le volume du débit *maximum*.

Si l'on connaît le niveau des plus hautes eaux, et si la section ainsi que la pente du lit sont à peu près uniformes sur une certaine longueur, on calculera la vitesse moyenne U à l'aide de la formule (G) :

$$\frac{\Omega}{\chi} i = 0{,}0003125 \frac{U^2}{(1 + 0{,}0126\,H)^2} \text{ ..... (G)}$$

que nous avons trouvée au § *c* du chapitre IV de la *Première partie*, ou, plus simplement, par la formule :

$$\frac{\Omega}{\chi} i = 0{,}004\,U^2$$

qui n'est autre que celle de Tadini :

$$U = 50 \sqrt{Ri}$$

dans laquelle, R, le *rayon moyen*, est égal au rapport $\frac{\Omega}{\chi}$ de la section liquide par le périmètre mouillé.

La vitesse U étant ainsi calculée, l'on obtiendra le volume d'eau affluant par seconde, ou la dépense Q, par la relation :

$$Q = \Omega U$$

Connaissant Q, ainsi que le niveau H des hautes eaux, il reste à déterminer le débouché de façon que la vitesse W sous le pont ne soit pas assez grande pour attaquer le fond.

Soit L la largeur cherchée, c'est-à-dire la distance entre les culées ; on posera :

$$U' \times LH = Q$$

relation dans laquelle U' représente la vitesse moyenne dans le passage.

Cette vitesse U' s'exprimera en fonction de W et de V, vitesse à la surface, par la formule (*f*), trouvée dans la *Première partie* :

$$U' = \frac{1}{2}(V + W) + \frac{1}{2(2m + 1)}(V - W) \text{ ..... } (f)$$

ou bien, approximativement, par les formules :

$$W = 2U' - V \quad \text{et} \quad U' = 0{,}80\,V = \frac{4}{5}V$$

d'où l'on tire :

$$W = 2U' - \frac{5}{4}U' = 0,75\,U'$$

expression dans laquelle on remplacera W par la valeur qui lui convient d'après les données suivantes, indiquant la limite maxima que l'on peut donner à W pour éviter que le fond du lit ne puisse être entraîné sous l'action du courant.

Terres détrempées, brunes.	0^m076
Argiles tendres	0^m152
Sables	0^m305
Graviers	0^m609
Cailloux	0^m614
Pierres cassées, silex	1^m220
Cailloux agglomérés ou poudings, schistes tendres. .	1^m520
Roches en couches	1^m830
Roches dures.	3^m000

Quand le niveau des grandes eaux ne sera pas connu, et que la pente et la section du ravin ne seront pas assez régulières pour appliquer les formules précédentes, on déterminera le débouché par la méthode empirique suivante, que l'expérience paraît avoir sanctionnée pour des contrées où le sol est peu perméable.

Dans les pays plats, comme la Belgique et la Hollande, la largeur du débouché se détermine à raison de 0^m50 par 1,000 hectares de terrain dont les eaux arrivent sous le ponceau.

Quand les ondulations qui avoisinent le bassin ne dépassent guère 50 mètres en hauteur au-dessus du thalweg, on règle le débouché en lui donnant 1^m25 en largeur par 1,000 hectares; et l'on augmente progressivement cette proportion suivant que les montagnes qui resserrent le bassin sont plus ou moins hautes et inclinées, c'est-à-dire, suivant que le terrain permet aux eaux pluviales d'arriver sous le ponceau avec plus ou moins de vitesse et d'abondance.

On peut procéder autrement, lorsqu'il s'agit de bassins peu étendus et assez inclinés, alors que la première eau fournie par un orage prolongé, dans les points les plus éloignés du bassin, a le temps d'arriver au ponceau avant la fin de la pluie. Dans ce cas, l'on admet que le

volume d'eau qui passe sous le pont en une seconde est égal à celui qui tombe dans toute l'étendue du bassin dans le même temps et qui peut être estimé à $0^{m3}000\ 002$ par mètre carré.

Il faut évidemment, pour que l'on puisse appliquer cette méthode, que la pluie extraordinaire se prolonge suffisamment, déduction faite de l'eau absorbée par le sol. Il résulte d'observations continues que les pluies les plus abondantes ne durent guère plus de dix-sept heures.

Si le bassin a une très-petite étendue, il peut arriver que le ponceau ait à débiter par seconde la quantité d'eau fournie par un orage de faible durée, ou même par une trombe, sur toute l'étendue du bassin dans ce même temps, diminuée du volume absorbé par le terrain. D'après les registres de l'Observatoire de Paris, parmi les orages observés, celui qui a été le plus abondant a fourni $0^{m3}000\ 010\ 500$ par seconde.

Les cas où afflue à la fois le plus grand volume d'eau sous le ponceau se présentent quand, le sol étant gelé et couvert de neige, il survient une pluie chaude, ou encore, quand le terrain est peu perméable, soit par sa nature, soit par des pavages, soit par des parties couvertes d'édifices, et qu'il survient une pluie abondante.

Quant à l'absorption par un sol naturel, elle dépend de la formation géologique de la couche supérieure. Pour les argiles et les marnes argileuses du terrain jurassique, pour les granits et les autres roches non fendillées, l'imbibition est d'environ 0,43 pour 1. Sur les terrains crayeux, ou autres roches fendillées, la pluie est presque entièrement absorbée. Si le sol est recouvert de terre végétale sur une grande épaisseur, l'expérience a prouvé que l'eau qui s'écoule est à peu près les 3/7 de celle qui est tombée.

Le débit Q étant déterminé approximativement, on trouve le rapport $\frac{\Omega}{\chi}$ par l'une des formules citées plus haut, après y avoir remplacé U par $\frac{Q}{\Omega}$.

Ainsi, l'on aurait, par exemple :

$$H \quad \text{ou} \quad \frac{\Omega}{\chi} i = 0{,}0004 \frac{Q^2}{\Omega^2}$$

$$\frac{\Omega}{\chi} = 0{,}0004 \frac{Q^2}{\Omega^2 i} \text{.....} \quad (A)$$

Connaissant $\frac{\Omega}{\chi}$ on trouvera, en général, avec facilité la profondeur H de l'eau, puisque le contour χ peut être déterminé sur les lieux.

Quand la section Ω est un rectangle, le rapport $\frac{\Omega}{\chi}$ peut être remplacé par $\frac{LH}{L+2H}$, où L représente la largeur connue du lit; l'équation (A) ne contient alors qu'une seule inconnue H.

Pour un trapèze, les valeurs de Ω et de χ exprimées en fonction de la profondeur deviennent très-compliquées et rendent la solution longue et difficile. Il est préférable de suivre la marche générale suivante, qui s'applique à une section quelconque.

Cette méthode consiste à rapporter sur le papier le profil en travers du ravin, et, après avoir donné à H une valeur plus ou moins approximative, à calculer les valeurs de Ω et de χ qui y correspondent. Ces quantités Ω et χ étant ainsi évaluées, on les introduit dans l'équation (A) et l'on vérifie si elles donnent pour Q le débit que l'on a déterminé au préalable par l'un des moyens que nous avons exposés plus haut. Dans la négative, on modifie la valeur attribuée à la profondeur H jusqu'à ce que l'équation soit satisfaite.

Connaissant H et Q, on détermine la largeur l du débouché de façon que la section lH soit capable de débiter le volume Q, sans que la vitesse au fond W soit trop considérable, en ayant égard à la nature du terrain.

L'on n'a recours à l'arc de cercle pour le tracé de l'arche que dans le cas où l'élévation éventuelle des eaux ne permet pas de la construire en plein cintre.

Lorsqu'il est impossible de donner au ponceau une ouverture assez grande pour éviter que la vitesse ne puisse produire des affouillements, on défend le passage par un radier en maçonnerie, que l'on prolonge, si c'est nécessaire, dans toute l'étendue du rétrécissement occasionné par le ponceau.

PONTS.

Dans les cours d'eau importants, il est impossible, sauf pour des cas exceptionnels, d'obvier, à l'aide d'un radier, aux inconvénients d'une vitesse qui entraînerait le sol naturel. Le débouché doit alors être calculé de façon qu'il puisse débiter les eaux sans que leur vitesse atteigne les limites que nous avons indiquées.

D'un autre côté, il faut éviter, dans certains cas, que le débouché soit assez grand pour qu'il se forme des atterrissements en quelque point de la longueur du pont, car, ceux-ci, en se consolidant par les herbages qui viendraient à y croître, pourraient faire prendre au courant une direction oblique, et dès lors, à l'une ou l'autre grande crue, le pont serait exposé à être détruit par suite de l'affouillement de quelques piles, ainsi qu'il est arrivé à Roanne et à Nevers.

De ces deux conditions, la première est la plus importante, les cas de destruction par suite d'un excès d'ouverture étant beaucoup plus rares que ceux qui proviennent d'un débouché insuffisant.

Pour déterminer le débouché d'un pont, il faut jauger le cours d'eau avec soin, d'après l'une des méthodes indiquées à la fin de la *Première partie*. Ce jaugeage sera exécuté pendant les basses, les grandes et les moyennes eaux. La première opération fera connaître le débouché qui ne permet pas les atterrissements; la seconde permettra de vérifier si l'ouverture admise peut débiter toutes les eaux sans que la vitesse soit trop grande; enfin, le jaugeage pendant les eaux moyennes donnera la direction du régime ordinaire.

L'on doit avoir soin de ne pas effectuer le jaugeage des grandes eaux en un point où la rivière déborde plus ou moins; si donc ce fait se présente à l'endroit où le pont doit être établi, on fera l'opération en un point situé à une certaine distance en amont ou en aval, là où la rivière est parfaitement encaissée.

S'il arrive que les eaux puissent s'élever au-dessus des naissances des arches, il faut tenir compte de la diminution qui s'opère alors dans la largeur des passages.

Il est aussi nécessaire, comme nous le verrons plus loin, d'augmenter cette largeur pour avoir égard à la contraction de l'eau dans les passages.

CALCUL ET DISCUSSION DES REMOUS.

Dans le chapitre IV de la *Première partie,* nous avons exposé, d'après M. Dupuit, l'équation générale qui détermine, pour un canal régulier, la courbe longitudinale que prend la surface de l'eau en amont d'un étranglement ou d'un élargissement de ce canal.

Il est un second problème dont la solution présente autant d'importance que le précédent pour l'établissement d'un pont, surtout lorsque la construction de ce dernier peut influer d'une manière sensible sur le régime du cours d'eau : c'est celui qui consiste à déterminer la courbe que prend la section longitudinale de la surface liquide dans la partie même de la rivière ou du canal qui se trouve étranglée ou élargie.

Avant d'entamer cette nouvelle question, dont les circonstances sont très-variées, nous croyons devoir exposer les principales propriétés de la courbe du remous de gonflement, nommé vulgairement remous parce qu'il se présente plus fréquemment dans la pratique que celui d'abaissement.

La connaissance de ces propriétés dispensera, dans bien des cas, de calculs plus ou moins longs et compliqués, en permettant à l'ingénieur d'apprécier les conséquences immédiates de telle ou telle disposition projetée.

Ainsi que nous l'avons vu, lorsqu'il s'agit de cours d'eau naturels, l'équation de la courbe du remous peut être mise sous la forme suivante :

$$\frac{is}{H} + C = \left(\frac{H+y}{H}\right) - \frac{1}{2}\,\frac{H^2}{(H+y)^2} - \frac{1}{5}\,\frac{H^5}{(H+y)^5} \quad \text{.....} \quad (A)$$

dans laquelle on représente par :

i le sinus de la pente du lit, comptée positivement quand le lit monte, et négativement lorsqu'il descend ;

s la longueur du canal, comptée positivement de l'amont à l'aval ;

H la profondeur du courant ;

y les ordonnées de la courbe d'exhaussement à partir de la ligne du régime uniforme.

La constante C disparaît de l'équation (A) quand on prend pour origine un point du remous connu par son ordonnée Y; alors $s = 0$ pour $y = Y$, et l'équation devient :

$$\frac{is}{H} - \left(\frac{H+Y}{H}\right) + \frac{1}{2}\,\frac{H^2}{(H+Y)^2} + \frac{1}{5}\,\frac{H^5}{(H+Y)^5} + \ldots\ldots\ldots\ldots =$$
$$= \left(\frac{H+y}{H}\right) - \frac{1}{2}\,\frac{H^2}{(H+y)^2} - \frac{1}{5}\,\frac{H^5}{(H+y)^5} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(B)}$$

Le deuxième membre de ces équations (A) et (B) présente une série qui est toujours convergente; elles offrent, en outre, ainsi que leur dérivée, une propriété remarquable, c'est que :

$$\frac{is}{H} = f\left(\frac{y}{H}\right) \ldots\ldots\ldots \text{(C)}$$

Il en résulte que, si l'on construit la courbe représentée par cette équation (C), dans l'hypothèse de $H = 1$, c'est-à-dire en posant :

$$is = f(y)$$

ses abscisses s et ses ordonnées y seront dans un rapport constant avec celles du remous sur un cours d'eau quelconque; il suffit donc de connaître les premières pour en déduire les autres par une simple proportion.

Ainsi que nous l'avons exposé dans notre *Première partie*, M. Dupuit a utilisé cette propriété de la courbe en construisant une *Table de remous*, que nous reproduisons à la fin du présent chapitre, et qui est destinée à éviter l'emploi de l'équation (A) pour la solution de divers problèmes.

Cette table ne fait que reproduire les valeurs de la série du second membre de l'équation (A), dans l'hypothèse d'une hauteur H de 1^m pour le régime uniforme. Il suffit, pour une hauteur H', de multiplier par H' les valeurs de y données par la table.

Nous avons vu aussi que, pour les cas où la hauteur moyenne y du remous est très-petite par rapport à celle de H du régime uniforme, l'équation de la courbe peut se mettre sous la forme très-simple :

$$is = \frac{P}{3} \log. \left(\frac{Y}{y}\right) \ldots\ldots\ldots \text{(C)}$$

relation dans laquelle Y et y représentent deux ordonnées, y étant

toujours la plus petite, et les distances étant comptées à partir de cette dernière ; l'un des deux remous Y ou y est censé connu dans tous les problèmes.

La table de M. Dupuit ne s'applique qu'aux cours d'eau dont la largeur est assez grande pour qu'on puisse négliger la hauteur des bords par rapport à cette largeur ; celle-ci représente alors χ, le périmètre mouillé.

Pour les petits cours d'eau ou les canaux d'expérience, dans lesquels cette circonstance n'a pas lieu, il faut se servir de l'équation générale (A) ou, s'il y a lieu, de la formule (C). Toutefois, l'équation (A) peut alors se simplifier, et se mettre sous la forme :

$$is = (Y - y) + \frac{H}{3} \log. \left(\frac{Y}{y}\right)\left(\frac{y + \frac{5}{4} H}{Y + \frac{5}{4} H}\right) \text{ ..... (D)}$$

Avant de se servir de la table en question, il est indispensable de convertir la section irrégulière du cours d'eau, sur la partie considérée, en une section rectangulaire ayant même pente, même largeur et même débit que la section réelle. La hauteur H que prendrait le courant dans ce rectangle, et que l'on appelle hauteur du *régime uniforme,* est donnée par l'équation connue :

$$Hi = \alpha U + \beta U^2 \text{ ..... (E)}$$

ou bien, par la relation plus simple :

$$U = 50 \sqrt{Ri}$$

Le nivellement donnera i, pente du cours d'eau, et la vitesse moyenne U s'obtiendra en prenant les 4/5 de la vitesse du filet central supérieur, ou le rapport $\frac{Q}{\Omega}$ lorsqu'on connaît le débit Q. Si la largeur et les surfaces des sections sont irrégulières, on prendra des moyennes entre ces quantités ; l'on aura soin aussi, comme vérification, de comparer la valeur de H donnée par l'équation (E) avec celle du rapport $\frac{\Omega}{\chi}$ que l'on déterminera pour plusieurs sections. L'on peut, du reste, éviter les calculs de l'équation (E) en se servant des tables de *Genieys,* qui donnent les valeurs de Hi correspondant à celles de U.

Le cours d'eau étant défini par sa pente i et la hauteur H du régime uniforme, tout problème pratique de remous peut être ramené à l'un des trois suivants :

1° Connaissant la hauteur de remous Y en aval, ainsi que le remous y en amont, déterminer la distance s qui les sépare.

2° Connaissant Y et s, déterminer y.

3° Connaissant y et s, déterminer Y.

La première opération à faire, pour résoudre ces problèmes à l'aide de la table de M. Dupuit, c'est de convertir les hauteurs de remous données en hauteurs de remous tabulaires, en les divisant par la hauteur H du régime uniforme ; nous avons vu, en effet, dans la *Première Partie,* que, dans l'équation (A), les ordonnées sont prises par rapport à la ligne du régime uniforme, au lieu d'indiquer les hauteurs au-dessus du fond. On fera de même pour les distances s, en les multipliant, pour les rendre tabulaires, par la pente i et les divisant par H, puisque le cours d'eau type de la table correspond à une hauteur de 1^m pour le régime uniforme.

La première colonne de la table représente la hauteur du remous sur ce cours d'eau type ; la deuxième, la distance au point arbitraire pris pour origine ; dans la table, ce point est situé à 0,0067 en amont du remous de gonflement 0^m01. En retranchant l'une de l'autre les distances des deux remous à l'origine, on a la distance qui les sépare ; d'un autre côté, en retranchant de la distance tabulaire d'un remous, ou en y ajoutant la distance à un autre remous, on obtient la distance qui sépare de l'origine le remous cherché, et par conséquent ce remous lui-même, en prenant dans la table la hauteur écrite en regard.

De cette façon, le problème est résolu sur le cours d'eau type de la table ; pour le résoudre sur le cours d'eau proposé, il suffit de multiplier les hauteurs trouvées par la hauteur H du régime uniforme, calculée au préalable, et les distances trouvées par le rapport $\frac{H}{i}$.

Prenons pour application le problème suivant.

Dans un cours d'eau dont la hauteur H du régime uniforme est 1^m05 et dont la pente i par mètre est $0^m000115$, on veut relever les eaux de 0^m60 en un point, au moyen d'un barrage construit à 9137 mètres plus bas ; quelle hauteur doit avoir, à cet effet, le barrage ?

Les données sont : $y = 0^m60$ et $s = 9137$. Cherchons d'abord $\frac{y}{H}$ et $s \times \frac{i}{H}$, afin d'avoir des quantités tabulaires :

$$\frac{y}{H} = \frac{0,60}{1,05} = 0,57$$

$$\frac{is}{H} = \frac{9137 \times 0,000115}{1,05} = 1,0007$$

La table indique que l'ordonnée $\frac{y}{H}$ du remous type sera égale à 0,57 en un point situé à 1,7579 de l'origine adoptée pour ce remous; c'est donc à partir de ce point seulement que nous devons porter vers l'amont la longueur 9137 multipliée au préalable par $\frac{i}{H}$, c'est-à-dire par 1,0007. Il suit de là, que l'ordonnée correspondant au barrage se trouve, sur le remous type, à une distance 2,7586 de l'origine; en effet :

$$1,7579 + 1,0007 = 2,7586$$

Or cette distance 2,7586 correspondrait, dans la table, à une hauteur $\frac{y}{H} = 1,43$; l'inconnue du problème est donc égale à $1,43\,H = 1,43 \times 1,05 = 1^m50$.

La table ne donnant pas les distances intermédiaires entre 1,40 et 1,50, il suffit d'ajouter un nombre proportionnel à la différence 0,03. Ainsi, la distance à l'origine du remous 1^m43 se compose :

de la distance du remous 1^m40	2,7264
augmentée des 3/10 de la distance 0,1073 entre 1^m40 et 1^m50	0,0322
et se trouve être ainsi	2,7586

L'emploi de la série qui forme le second membre de l'équation (A) conduirait aux mêmes résultats, puisque la table ne fait que reproduire les valeurs de cette série, dans l'hypothèse de $H = 1^m$ pour le régime uniforme.

Si, dans l'étendue considérée, le cours d'eau présente des variations

relativement notables dans les largeurs et les pentes, il faut alors le diviser en plusieurs parties, et déterminer le remous séparément pour chacune d'elles. Cependant si ces variations étaient comprises dans des limites peu étendues, une valeur moyenne de H suffirait, dans le cas où les hauteurs de remous seraient assez grandes par rapport à la profondeur $H + y$ du cours d'eau ; en effet, dans ce cas, le terme qui contient H et qui exprime la pente du remous est toujours très-petit, de sorte qu'une erreur, même assez forte, sur ce terme n'aurait guère d'influence sur le résultat final. Cette circonstance se présente évidemment aux époques des basses eaux.

Ainsi, quand $H + y$ diffère sensiblement de H, l'analyse n'est pas appelée à rendre de grands services à la pratique, puisqu'elle aboutirait à faire connaître l'augmentation de quelques centièmes que devrait subir une quantité connue et relativement considérable.

Mais, quand la hauteur du remous est très-petite par rapport à celle du courant, il est de toute nécessité d'avoir recours au calcul pour se rendre compte de la manière dont le remous diminue. Or, dans ce cas, la série du second membre de l'équation (A) se simplifie, comme nous l'avons vu, et prend la forme suivante :

$$is = \frac{P}{3} \log. \left(\frac{Y}{y}\right) \text{ ..... (C)}$$

Au moyen de cette équation, on peut résoudre aisément et directement tous les problèmes des remous, à la condition toutefois que le cours d'eau soit très-profond, c'est-à-dire que le rapport $\frac{y}{P} = \frac{y}{H + Y + y}$ soit suffisamment petit.

A l'époque des grandes eaux la hauteur H influe considérablement sur les résultats du calcul, puisqu'elle leur est proportionnelle ; mais alors il ne peut être question, dans la pratique, que d'obtenir une limite supérieure du remous.

Nous avons supposé jusqu'ici que le courant en amont était soumis au régime uniforme. Dans le cas contraire, il est facile de remarquer que les variations de i n'ont aucune influence sur les résultats du calcul, si toutefois elles ne dépassent pas certaines limites.

Des considérations qui précèdent et de celles que nous avons ex-

posées au § *d* du chapitre IV de la *Première partie,* on peut conclure que la courbe des remous jouit des propriétés suivantes :

I. *La distance entre deux hauteurs de remous déterminées est en raison inverse de la pente du cours d'eau.*

$$is = f(y)$$

$$s = \frac{f(y)}{i}$$

Il suit de là, que les remous s'allongent d'autant plus que les rivières ont moins de pente. Ainsi, pour diminuer plus ou moins un remous, il ne s'agit pas de s'éloigner d'une certaine distance, sur le cours d'eau naturel, mais de s'y élever d'une certaine hauteur; ce qui revient à dire que la diminution du remous entre deux points est due, non pas à leur distance, mais à leur différence de niveau.

Cette propriété est générale pour tous les cours d'eau et les remous. Les propriétés suivantes ne sont applicables qu'au cas où le remous est petit par rapport à la profondeur du courant, ce qui a lieu dans les crues ou les rivières très-profondes, auxquelles on peut appliquer l'équation (C).

II. *La distance entre deux hauteurs de remous est proportionnelle à la profondeur du courant pour des pentes égales.*

Ainsi, dans les cours d'eau très-profonds ou exposés à de fortes crues, les remous peuvent se faire sentir fort loin en amont, surtout si la pente est faible.

III. *La distance entre deux hauteurs de remous est proportionnelle au carré de la profondeur du courant pour des vitesses égales ; en raison inverse du carré de la vitesse pour des profondeurs égales.*

En effet, si l'on remplace i par sa valeur $\frac{\beta U^2}{H}$ dans l'équation de la courbe du remous en grandes eaux, l'on obtient :

$$s = \frac{P^2}{3\,\beta U^2} \log. \left(\frac{Y}{y}\right)$$

IV. *La distance entre deux hauteurs de remous est proportionnelle au carré de la vitesse pour des pentes égales; en raison inverse du carré de la pente pour des vitesses égales.*

Cette propriété découle de la relation :

$$s = \frac{\beta U^2}{3\,i^2} \log. \left(\frac{Y}{y}\right)$$

obtenue en remplaçant P par $\frac{\beta U^2}{i}$ dans l'équation précitée.

On peut donc conclure, en général, que c'est la profondeur P qui augmente la longueur des remous, et que c'est la pente i du courant qui les diminue.

Les considérations et les calculs qui précèdent ont eu pour but de déterminer, dans l'état actuel de la science, la surface de l'eau en amont d'un étranglement existant dans un canal régulier.

Il importe de connaître, pour la construction des ponts, quelle est la surface que prend le courant dans la partie même qui est étranglée, c'est-à-dire dans les intervalles des piles et culées. C'est ce que nous allons chercher à déterminer, autant que possible.

Avant de passer au cas de l'étranglement brusque, considérons d'abord les effets d'un étranglement graduel produit par un rapprochement des rives.

Supposons trois sections du courant (fig. 68) : 1° la section A située à l'aval de l'étranglement, là où le lit a repris son profil. Dans cette section, la hauteur H et la vitesse U correspondent au régime uniforme; 2° la section B, au point où se présente le *maximum* de l'étranglement; la hauteur H′ et la vitesse moyenne U′ y sont à déterminer; 3° la section C, située en amont, là où le courant a repris son régime uniforme; mais comme le liquide s'y trouve relevé par le remous, ainsi que nous l'avons vu, la hauteur H″ et la vitesse U″ y doivent également être cherchées.

Si, dans l'équation du mouvement varié :

$$d\theta = \frac{vdv}{g} + \frac{1}{g}\psi ds$$

exposée à la page 194 de la *Première partie,* on remplace $d\theta$ par sa valeur $dy + ids$, et si on intègre entre les sections B et A, distantes entre elles d'une longueur BA $= \lambda$, on obtient, pour expression de la

hauteur $Bb = y'$ du liquide, comptée à partir de la surface naturelle :

$$y' = \frac{U^2 - U'^2}{2g} + \frac{1}{g}\int_0^\lambda (\psi - i)\,ds$$

Le premier terme du second membre est connu ; en effet :

$$U' = U\frac{L}{L'} \cdot \frac{H}{H + y'}$$

L et L′ représentant les largeurs en A et B.

Il reste à déterminer le dernier terme, qui exprime l'excès de résistance, de A en B, du lit rétréci sur le lit ordinaire. Tous les calculs faits jusqu'ici, dans ce but, par les plus éminents hydrauliciens, reposent sur l'hypothèse que le changement de section du cours d'eau n'introduit aucune nouvelle force retardatrice ; dès lors, si l'on représente par ω la surface de la section B, l'intégrale en question s'obtient facilement, puisque la résistance dans l'étranglement même peut être exprimée par $\frac{g\chi}{\omega}(\alpha' v + \beta' v^2)$ ou simplement par $\frac{\chi}{\omega}\beta v^2$. Mais nous avons vu qu'il est impossible d'admettre une pareille hypothèse, et qu'un changement de section, même graduel, amène toujours une pénétration des filets fluides qui produit nécessairement de nouvelles résistances ; si le rétrécissement est brusque, la vitesse de certains filets se modifie tout à coup, s'annihile plus ou moins, et la section du fluide se partage en deux parties, dont l'une est stagnante ou tourbillonne sur elle-même, et dont l'autre prend seule part au mouvement de translation. De là une perte de force vive, une création de forces retardatrices moléculaires tout à fait autres que celles du mouvement uniforme.

Au point de vue théorique, le problème est pour ainsi dire insoluble. Dans l'état actuel de l'hydrodynamique, on ne peut que se rendre compte des effets généraux d'un étranglement brusque, mais il est impossible de les mesurer par le calcul.

Supposons, avec M. Dupuit, que dans l'étranglement le rapport $\frac{\chi}{\omega}$ reste constant, et égal par conséquent à ce qu'il est dans la section naturelle, c'est-à-dire $\frac{i}{\beta U^2}$. Admettons aussi que la surface ω

d'une section quelconque varie proportionnellement à sa distance aux sections extrêmes ω' et Ω de B et de A ; de manière que l'on pourra poser :

$$\omega = \omega' + \frac{\Omega - \omega'}{\lambda} s$$

L'on aura aussi, pour la vitesse moyenne u d'une section quelconque :

$$u = U \frac{\Omega}{\omega}$$

Admettant provisoirement, avec les hydrauliciens, que la résistance $\psi = \frac{\chi}{\omega} \beta u^2$, et remplaçant χ, ω et u par leurs valeurs, nous aurons :

$$\psi = \frac{\chi}{\omega} \beta u^2 = \frac{i}{\beta U^2} \beta U^2 \frac{\Omega^2}{\left(\omega' + \frac{\Omega - \omega'}{\lambda} s\right)^2}$$

$$\psi = i \frac{\Omega^2}{\left(\omega' = \frac{\Omega - \omega'}{\lambda} s\right)^2}$$

$$\int_0^\lambda (\psi - i)\, ds = \int_0^\lambda \left(\frac{\Omega^2}{\left(\omega' + \frac{\Omega - \omega'}{\lambda} s\right)^2} - 1 \right) ds$$

$$y' = \frac{U^2 - U'^2}{2g} + \left(\frac{\Omega}{\omega'} - 1\right) i\lambda$$

Remplaçant U'^2 par sa valeur : $U^2 \frac{\Omega^2}{\omega'^2} = \frac{Hi}{\beta} \frac{\Omega^2}{\omega'^2}$, il vient :

$$y' = i \left(\frac{\Omega}{\omega'} - 1\right) \left\{ \lambda - \frac{H}{2g\beta} \left(1 + \frac{\Omega}{\omega'}\right) \right\}$$

$$y' = i \left(\frac{\Omega}{\omega'} - 1\right) \left\{ \lambda - 140\, H \left(1 + \frac{\Omega}{\omega'}\right) \right\} \quad \ldots\ldots\ldots (m)$$

ou bien :

$$y' = i \left(\frac{LH}{L'(H + y')} - 1\right) \left\{ \lambda - 140\, H \left(1 + \frac{LH}{L'(H + y')}\right) \right\} \quad \ldots\ldots\ldots (n)$$

Si l'on voulait avoir l'équation de la courbe dans l'étranglement, il suffirait de remplacer, dans la relation (n), y' par y, λ par s, et

L′ par $L - \frac{L - L'}{\lambda} s$; mais, dans la pratique, il suffira presque toujours de connaître l'ordonnée y' qui correspond au *maximum* de l'étranglement.

L'examen de la relation (m) conduit aux conclusions suivantes :

1° Pour $\lambda < 140\ H \left(1 + \frac{\Omega}{\omega'}\right)$, la valeur de y' est négative, c'est-à-dire qu'il y aura dépression en B; cette dépression sera d'autant plus considérable pour un étranglement donné, que la hauteur H du régime uniforme sera plus grande et la pente i plus forte;

2° Pour $\lambda = 140\ H \left(1 + \frac{\Omega}{\omega'}\right)$, il n'y aura ni exhaussement ni dépression dans l'étranglement; le niveau y sera donc celui d'aval ou H;

3° Pour $\lambda > 140\ H \left(1 + \frac{\Omega}{\omega'}\right)$, la valeur de y est positive; il y aura, dans ce cas, un relèvement de la surface dans le passage, et l'on aura $H' > H$.

En résumé, l'on peut conclure que, suivant qu'un étranglement est plus ou moins long, suivant que la hauteur des eaux est plus ou moins grande, suivant que l'étranglement est plus ou moins prononcé ou que le rapport $\frac{L}{L'}$ est plus ou moins grand, il y a abaissement ou relèvement de la surface naturelle du régime uniforme.

Ainsi, en grandes eaux comme en basses eaux, il y a, pour un étranglement court, dépression d'autant plus forte, que les eaux sont plus considérables. La dépression diminue à mesure que l'étranglement s'allonge; elle devient nulle beaucoup plus promptement pour les basses eaux que pour les grandes, de sorte que, pour certaines longueurs intermédiaires d'étranglement, il y a relèvement en basses eaux et abaissement en hautes eaux. Enfin, à partir d'une certaine longueur d'étranglement, il y a relèvement dans les deux cas.

Si l'on veut connaître le remous produit en amont, on posera l'équation :

$$y'' = \frac{U'^2 - U''^2}{2g} + \int_0^{\lambda'} (\psi - i)\, ds = \frac{U'^2 - U''^2}{2g} + i\lambda' \left(\frac{\Omega^2}{\omega'\omega''} - 1\right)$$

qu'il est facile d'obtenir en faisant des calculs analogues aux précédents. La valeur de y'' est toujours positive puisque U' est plus grand que U''.

Soit $\overline{Cc} = Y$, l'on aura de même :

$$Y = \frac{U^2 - U''^2}{2g} + i\left\{\lambda\left(\frac{\Omega}{\omega'} - 1\right) + \lambda'\left(\frac{\Omega^2}{\omega'\omega''} - 1\right)\right\} \text{ ..... } (o)$$

équation que l'on obtient en faisant la somme des valeurs de y' et de y'', et qui fait connaître le remous *réel* Y produit en C par le fait de l'étranglement.

Comme le second terme contient des quantités qui dépendent de Y, on détermine cette hauteur par tâtonnement, au moyen de la substitution d'approximations successives. On peut, par exemple, pour première approximation, supposer que les vitesses en C et en A sont sensiblement égales; l'on en conclut :

$$Y' = i(\lambda + \lambda')\left(\frac{\Omega}{\omega'} - 1\right) \text{ ..... } (p)$$

De cette relation on déduira des valeurs approchées de U'' et de ω'' qui, substituées dans l'équation (o) donneront pour Y une valeur plus approchée que Y'.

Il est à remarquer cependant que cette relation (p) suffit déjà pour qu'on puisse en déduire les caractères généraux de l'étranglement.

C'est ainsi qu'en la mettant sous la forme :

$$Y' = i(\lambda + \lambda')\left(\frac{L}{L'}\ \frac{H}{H + y'} - 1\right)$$

$$Y' = i(\lambda + \lambda')\left\{\left(\frac{L}{L'} - 1\right) - \frac{L}{L'}\left(\frac{y'}{H} - \frac{y'^2}{H^2} + \frac{y'^3}{H^3} \text{ .....}\right)\right\}$$

on voit que la valeur de Y', toujours positive, puisqu'elle représente l'excès de force retardatrice du lit étranglé sur le lit naturel, ne dépend que d'une manière très-secondaire de la hauteur H des eaux. En effet, si l'abaissement ou le relèvement qui a lieu en B ne modifie pas sensiblement le rapport $\frac{\Omega}{\omega'}$, la valeur de Y ne changera pas, quelle que soit la hauteur H.

Les calculs qui précèdent, comme ceux qui ont été faits par les hydrauliciens, reposent donc sur l'hypothèse inexacte qu'il n'y a

aucune perte de force vive, et par conséquent de vitesse, par suite de l'étranglement. Avant de terminer cette question, exposons brièvement la manière dont quelques savants ont posé le problème.

Dans son *Traité de construction des ponts, Gauthey* dit : « Étant « données la section du lit d'une rivière et la vitesse de l'eau, déter- « miner la nouvelle vitesse que prendront ses eaux et la hauteur du « remous qui se formera, en supposant que le lit se trouve resserré « par la construction des piles et des culées d'un pont.

« Ce problème n'est point susceptible d'être résolu rigoureusement; « mais nous allons, en négligeant quelques circonstances dont les « effets sont peu sensibles et se compensent même en grande partie, « en donner, d'après Dubuat, une solution qui peut être utilement « employée dans la pratique. »

Gauthey divise le remous total en deux parties (fig. 69), représentées par $\overline{IK}$ et $\overline{IE}$. La partie $\overline{IK}$, qui correspond à l'augmentation $U' - U$ de la vitesse, a pour expression :

$$\overline{IK} = \frac{U'^2 - U^2}{2g} = \frac{U^2}{2g}\left(\frac{\Omega^2}{\omega'^2} - 1\right)$$

U et Ω correspondant à la section $m\ m'\ m''$ en amont; U' et ω' à celle des étranglements entre les piles et les culées.

Quant à la partie IE, Gauthey fait remarquer que les pentes des cours d'eau sont proportionnelles aux carrés des vitesses; on a, en aval du pont : $HI = \beta U^2$; et, sous la longueur $\overline{AB} = s$ des passages, $Hi' = \beta U'^2$; par suite :

$$\overline{IE} = (i' - i)\,s = Is\left(\frac{\Omega^2}{\omega'^2} - 1\right)$$

$$\overline{IK} + \overline{IE} = Y = \left(\frac{U^2}{2g} + is\right)\left(\frac{\Omega^2}{\omega'^2} - 1\right)$$

Gauthey, comme tous les auteurs qui ont traité la question après lui, néglige le terme is qui est toujours très-petit par rapport à $\frac{U^2}{2g}$, attendu que, dans les cours d'eau naturels, i n'est jamais qu'une fraction de millimètre; il obtient ainsi :

$$Y = \frac{U^2}{2g}\left(\frac{\Omega^2}{\omega'^2} - 1\right)$$

D'après d'Aubuisson, comme les mêmes quantités d'eau doivent s'écouler dans les mêmes temps, l'étranglement produit une augmentation de vitesse en rapport inverse des sections, et cet excès de vitesse dans les passages du pont ne peut être produit que par un exhaussement de la surface du courant en amont, c'est-à-dire par une augmentation de la hauteur de charge.

Cet exhaussement, suivant d'Aubuisson, est égal à la différence entre les hauteurs dues aux vitesses avant et après l'établissement de la construction. Désignant par :

x la hauteur du remous d'amont au-dessus du régime uniforme;

L la largeur moyenne de la rivière avant le rétrécissement, c'est-à-dire celle de la section nn' en aval;

l la largeur de l'espace rétréci;

V la vitesse sous le pont;

v celle de la rivière libre, c'est-à-dire en nn';

h la profondeur de l'eau en rivière libre, ou en nn'.

Avant la construction du pont, ou actuellement en aval, là où l'eau a repris la hauteur h du régime uniforme, la section de la masse fluide est Lh; après le rétrécissement, elle est devenue $l\ (h + x)$ en amont, vers $mm'm''$, et $ml\ (h + x)$ dans l'espace rétréci, m étant le coefficient de contraction à l'entrée.

Puisque les vitesses sont en raison inverse des sections, ajoute l'auteur, on aura :

$$V : v = Lh : ml\ (h + x)$$

$$V = v\frac{Lh}{ml\ (h + x)}$$

La hauteur due à cette vitesse sera :

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{v^2}{2g}\left(\frac{Lh}{ml\ (h + x)}\right)^2$$

et comme la hauteur due à v est $\frac{v^2}{2g}$, on obtient, par la soustraction :

$$x = \frac{V^2}{2g} - \frac{v^2}{2g} = \frac{v^2}{2g}\left\{\left(\frac{Lh}{ml\ (h + x)}\right)^2 - 1\right\}$$

Comme nous l'avons dit, cette formule est complétement inexacte. Ainsi : 1° la hauteur de l'eau dans le passage rétréci n'est pas

$m(h+x)$; 2° les vitesses ne sont pas en raison inverse des sections, puisque le mouvement est varié par le fait de l'étranglement; 3° l'exhaussement x n'est pas égal à la différence des hauteurs dues aux vitesses avant et après l'établissement du pont; cet exhaussement x est plus grand que cette différence, puisqu'une partie de la charge x est perdue par suite de l'étranglement; 4° la section dans le passage ne peut pas être représentée par $ml(h+x)$ en supposant que m soit le coefficient de la dépense; ce serait tout au plus $m' \; l(h+x)$, où m' serait la partie du coefficient m qui est destinée à corriger la section, l'autre partie m'' s'appliquant à la correction de la vitesse.

La formule de Navier n'est, comme celle de d'Aubuisson, que la valeur de $\overline{IK}$, calculée par Gauthey, dans laquelle U, Ω et ω' sont remplacés par leurs valeurs en fonction de la hauteur H et des deux largeurs L et L' du courant.

M. Bresse admet, comme les auteurs précédents, que le niveau en aval n'est pas modifié par le rétrécissement, opéré à la suite de l'établissement du pont; il suppose que la force vive résultant de la différence entre la vitesse dans les passages et celle de l'aval, est absorbée par les résistances qui se développent à la sortie, et que, par suite, la diminution de vitesse en nn' n'est pas due à ce que la hauteur de la charge dans les passages serait inférieure à celle de l'aval. Il résulte de cette hypothèse que la hauteur de l'eau dans les passages est moyennement égale à h, c'est-à-dire à celle d'aval, et qu'elle est donc connue.

Soient :

Q le débit connu du cours d'eau ;

y la chute superficielle entre une section S prise un peu en amont et la section totale S' prise dans le rétrécissement, à l'endroit où la contraction des filets atteint son maximum ;

p le coefficient de correction de la dépense théorique;

L la largeur du lit avant le rétrécissement;

l la portion de cette largeur laissée libre par les ouvertures dans le passage rétréci ;

h la profondeur connue de l'eau dans ce passage.

D'après M. Bresse, l'aire de la section S aura pour valeur $L(h+y)$ attendu que $h+y$ exprime la profondeur de l'eau en amont; la

vitesse y est donc $\frac{Q}{L(h+y)}$. De même en S′ l'aire pourra être représentée par μlh, valeur à laquelle répond la vitesse $\frac{Q}{\mu lh}$.

Appliquant alors le théorème de Bernouilli dans l'intervalle de S à S′, et négligeant le frottement du lit à cause du rapprochement de ces deux sections, l'auteur obtient l'équation :

$$y = \frac{Q^2}{2g}\left\{\frac{1}{\mu^2 l^2 h^2} - \frac{1}{L^2(h+y)^2}\right\}$$

qui est du troisième degré en y, et que l'on devra résoudre par tâtonnement, en supposant d'abord $y = o$.

Cette formule de M. Bresse présente, comme celle de D'Aubuisson, plusieurs inexactitudes : 1° il n'est pas prouvé par expérience que le niveau d'aval ne soit pas modifié par le rétrécissement provenant de la construction; 2° le théorème de Bernouilli n'est pas applicable entre S et S′, à cause des variations du mouvement; 3° l'application du coefficient μ est fautive.

M. Belanger a admis, comme M. Dupuit, qu'à l'aval de l'étranglement il doit y avoir un relèvement qui, lorsqu'on le retranche de la valeur de y donnée par la formule ordinaire, fait *à peu près* disparaître le remous. A cet effet, il multiplie la chute $\frac{U'^2 - U^2}{2g}$ par un coefficient $K > 1$, qui dépend de la forme des avant-becs des piles, et qu'il fait égal à 1,50, pour des avant-becs en arcs de cercle ou équilatéraux, en admettant, bien gratuitement du reste, que, comme dans les ajutages cylindriques, la perte de charge ou de chute soit alors de moitié de la hauteur due à l'accroissement de vitesse. Obtenant ainsi une valeur plus grande de la chute, il y ajoute les forces retardatrices qui se développent sous le pont, et retranchant de cette somme la contre-pente ou le relèvement d'aval, il obtient comme reste le remous définitif.

Il y a lieu de remarquer à ce sujet qu'en réalité, les formules données par Gauthey, Navier, D'Aubuisson, etc., expriment par y ou Y non pas la quantité dont l'eau se relève en amont de l'étranglement, mais la quantité dont elle s'abaisse dans les passages du pont, ce qui est bien différent; car l'eau se relevant d'une quantité égale à l'aval,

le remous réel qu'il importe de connaître se réduit à zéro dans cette hypothèse. Encore, prise dans ce sens, la formule ordinaire des hydrauliciens n'est pas tout à fait exacte; en effet, dans la partie étranglée la hauteur de l'eau n'est pas H, comme ils le supposent, mais :

$$H - \xi = H - \frac{U'^2 - U''^2}{2g}$$

ξ étant la chute qui transforme en U' dans l'étranglement la vitesse U'' de l'amont; ED (fig. 69) étant la surface naturelle du courant, celle du remous est $m'j$D' et non pas mID.

En résumé, les formules employées jusqu'ici pour calculer les remous produits par un étranglement brusque s'appuient sur des hypothèses inexactes et ne méritent guère de confiance. En attendant que de nouveaux progrès de la science et des observations rigoureuses aient permis de trouver une formule d'une exactitude convenable, on pourra obtenir, dans la pratique, des indications utiles et parfois suffisantes au moyen de l'équation de M. Dupuit :

$$y' = i\left(\frac{\Omega}{\omega'} - 1\right)\left\{\lambda - 140\,H\left(1 - \frac{\Omega}{\omega'}\right)\right\}$$

qui donne l'ordonnée y' correspondant au *maximum* de l'étranglement, et qui s'applique au cas du rétrécissement brusque comme à celui de l'étranglement graduel.

Quant à la valeur du remous réel Cc, elle sera donnée avec une approximation suffisante par la relation déjà citée :

$$Y' = i(\lambda + \lambda')\left(\frac{\Omega}{\omega'} - 1\right)$$

ou, plus exactement, par l'équation :

$$Y = \frac{U^2 - U''^2}{2g} + i\left\{\lambda\left(\frac{\Omega}{\omega'} - 1\right) + \lambda'\left(\frac{\Omega^2}{\omega'\omega''} - 1\right)\right\}$$

en ayant soin d'y remplacer ω' par $m\omega'$, afin de tenir compte de la contraction résultant ici de la différence brusque de section. Ce coefficient m dépend évidemment du rapport $\frac{L}{l}$, ainsi que de la forme des avant-becs des piles et des culées.

DIMENSIONS DES ARCHES.

Théories des voûtes.

Un grand nombre de savants ont soumis au calcul les conditions de l'équilibre des voûtes; mais la plupart d'entre eux ont basé leurs théories sur des hypothèses ou des abstractions dont l'expérience est venue ultérieurement démontrer l'inexactitude.

Telles sont les méthodes particulières proposées par *Parent, Lahire, Couplet, Bélidor,* ainsi que les formules générales de *Bernouilli, Euler* et *Bossut* qui, toutes, laissent à désirer sous le rapport des principes, soit à cause d'une fausse appréciation de la position des joints de rupture et de la façon dont celle-ci s'opère, soit par l'hypothèse de joints polis ou infiniment raboteux.

Coulomb, le premier, a fait entrer dans les conditions de l'équilibre des voûtes les circonstances physiques qui modifient l'action des voussoirs, et spécialement le frottement dont ses prédécesseurs avaient fait abstraction, et qui, suffisant généralement pour empêcher le glissement des voussoirs, produit la rotation de ceux-ci autour de leurs arêtes, dans la rupture de la plupart des voûtes.

Le premier aussi, Coulomb a remarqué que, puisqu'il existe autant d'équations d'équilibre qu'il y a de joints dans une voûte, il doit y avoir certaines positions de joints pour lesquelles le rapport $\frac{P}{R}$ de la puissance à la résistance est un *maximum*, et qui sont par conséquent les joints de rupture probable.

Par suite, le célèbre ingénieur eut l'idée de ramener la question à la recherche des *maxima* et des *minima,* dont elle dépend complétement lorsqu'on procède d'après les résultats fournis par l'expérience.

Après lui, *Gauthey* et *Rondelet* ont aussi publié des observations sur la manière dont se comportent les voûtes en se rompant.

Enfin, les recherches de M. *Boistard,* complétant des expériences antérieures, faites à Montpellier en 1732 par M. *Danisy,* ont confirmé que la rupture s'opère presque toujours par des mouvements de rotation autour des arêtes des parties rompues, et exceptionnellement par glissement sur les joints.

En outre, et contrairement à l'hypothèse admise jusque-là d'une rupture en trois pièces, M. Boistard a constaté que, dans un état *infiniment voisin de l'équilibre*, les voûtes se brisent en cinq points, savoir : 1° au joint de la clef; 2° en deux points intermédiaires entre la clef et les naissances; 3° aux deux joints des naissances, s'il n'y a point de piédroits, ou bien aux bases de ces piédroits, lorsqu'il en existe.

Ces circonstances de la rupture se représentent constamment, soit qu'elle se produise par la prépondérance de la partie supérieure qui tend à descendre en écartant les parties inférieures, soit qu'elle provienne de la prédominance de ces dernières qui occasionnent le soulèvement de la partie supérieure.

Dans le premier cas, les joints de la clef et des naissances s'ouvrent à l'intrados, tandis que les joints intermédiaires s'ouvrent à l'extrados ; l'inverse a lieu dans le second cas; de sorte que, dans l'un et l'autre, on peut considérer les quatre parties dans lesquelles se rompt la voûte comme quatre leviers réunis bout à bout qui tendent à tourner autour de leurs extrémités.

C'est en partant de ce fait d'expérience que M. Boistard a cherché les relations qui doivent exister entre les forces qui sollicitent ces quatre leviers, pour que leur système reste en équilibre. Sa théorie, adoptée par Gauthey dans son *Traité de la construction des ponts*, a été depuis étendue et développée par M. *Navier*, qui en a fait l'objet d'une note insérée dans la nouvelle édition de la *Science des ingénieurs* de Bélidor.

Les méthodes de calcul proposées par MM. Boistard, Gauthey et Navier conduisent à des résultats d'une exactitude incontestable, mais qui sont trop compliqués pour être d'un emploi usuel dans la pratique.

Ces résultats ont été simplifiés par M. *Audoy*, qui a établi une théorie complète et rationnelle de la poussée des voûtes, en partant des expériences de Boistard sur la position des joints de rupture et en y adaptant les raisonnements de l'illustre Coulomb.

La théorie de M. Audoy, insérée au tome IV du *Mémorial de l'Officier du Génie*, s'appuie sur les principes suivants :

1° La voûte est divisée en deux parties égales par un joint vertical. Cette hypothèse est gratuite, sauf peut-être dans l'ogive. Elle per-

met d'opérer sur une demi-voûte, en remplaçant l'action de l'autre moitié par une force P, qui lui soit égale.

2° La voûte renferme une infinité de joints.

Il suit de là qu'il en existe aux points où la voûte serait le plus disposée à se rompre.

3° Les voussoirs sont juxtaposés sans qu'il y ait action du mortier.

L'on supprime ainsi le frottement. Cette hypothèse attribuant aux voûtes moins de solidité qu'elles n'en ont réellement, il n'y a point d'inconvénient à l'admettre.

Si l'on considère une voûte divisée en quatre parties ou voussoirs, conformément aux expériences de Boistard, on remarque, qu'à l'instant de la rupture, le joint vertical de la clef tend à descendre ou à monter verticalement, suivant que la partie supérieure de la voûte est près de l'emporter sur les parties inférieures, ou réciproquement. Il en résulte que les forces de pression qui agissent l'une contre l'autre, perpendiculairement à ce joint, sont appliquées, dans le premier cas contre l'arête supérieure *a* (fig. 70) du joint, et dans l'autre contre l'arête inférieure *b ;* et comme les deux demi-voûtes sont censées égales et semblables, on peut considérer l'équilibre comme existant entre l'une des demi-voûtes et la pression ou force horizontale opposée qui agit à la clef, les moments étant pris par rapport à l'arête extérieure A ou l'arête intérieure B du joint des naissances. S'il y a des piédroits, ces moments doivent être pris par rapport à l'une des arêtes de la base de ces derniers. L'on obtiendra ainsi une équation, dans laquelle entrera, soit l'épaisseur AB de la partie inférieure de la voûte, soit celle des piédroits.

Considérons d'abord le cas le plus fréquent, c'est-à-dire celui où la rupture tend à se faire, dans une position infiniment rapprochée de l'équilibre, par la prépondérance de la partie supérieure.

Soit MN le joint de rupture probable de la demi-voûte considérée. L'action de l'autre partie peut se remplacer par une force P, appliquée en *a*, et telle, qu'elle empêche la rotation de la demi-partie supérieure *ab*MN autour du point M. En effet, puisque, dans l'état d'équilibre, la partie inférieure ne doit prendre aucun mouvement, on peut la considérer provisoirement comme entièrement fixe ou capable d'une résistance infinie.

Si donc l'on désigne par Q le poids du voussoir *ab*MN, par x la distance de la verticale passant par son centre de gravité K au point M, et par y le bras de levier vertical MR de la pression horizontale P, on aura, pour la position d'équilibre :

$$Py = Qx \quad \text{d'où} \quad P = \frac{Qx}{y}$$

La rupture sera donc impossible, lorsqu'on aura la relation :

$$Qx = \text{ou} < Py \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

Comme la force horizontale P ne varie pas pour une même voûte, et que l'expression $\frac{Qx}{y}$ peut prendre autant de valeurs différentes qu'on assigne de positions diverses au joint de rupture MN, il est évident que la force P doit être égale à la plus grande des valeurs que puisse prendre l'expression $\frac{Qx}{y}$, lorsqu'on fait varier la position du joint de rupture.

Réciproquement, le joint pour lequel l'expression $\frac{Qx}{y}$ sera un *maximum,* correspondra nécessairement au joint de rupture, dans le cas d'un mouvement virtuel de la voûte. En effet, pour tout autre joint, le moment de la force P l'emporterait sur celui de la partie supérieure de la demi-voûte, qui serait par conséquent consolidée d'autant sur la partie inférieure, et non disposée à s'en séparer pour produire la rupture.

La relation :

$$Qx = \text{ou} < Py$$

qui empêche la rotation autour du point M, ne suffit pas pour prévenir, d'une manière absolue, la rupture d'une voûte quelconque, puisque celle-ci peut avoir lieu par la prépondérance de la partie inférieure sur la partie supérieure. Il peut donc, dans cette dernière hypothèse, s'établir un nouvel équilibre, dans lequel la partie supérieure sera sur le point d'être soulevée par les parties inférieures, et où la force P, en changeant de valeur, aura son point d'application à l'intrados du joint de la clef, au lieu de l'avoir à l'extrados, comme dans le cas précédent.

Si, dans ce nouvel état d'équilibre, l'on représente par Q' le poids de la demi-partie supérieure, par X son bras de levier par rapport à l'arête extérieure, et par Y celui de la force P à la clef, le joint de rupture sera nécessairement placé au point où l'expression $\frac{Q'X}{Y}$ sera un *minimum*, et celui-ci représentera la valeur même de la force P.

La deuxième condition d'équilibre de la voûte sera donc représentée par la relation :

$$PY = \text{ou} < Q'X \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

En ne considérant comme possible que la rupture par rotation, les équations (1) et (2), sont celles auxquelles P doit satisfaire.

Ces équations, cependant, doivent être légèrement modifiées si l'on veut tenir compte de la force de *cohésion* qui s'oppose à l'arrachement du mortier. Soit R cette force ou résistance par unité de surface. Supposons, avec *Mariotte*, que la cohésion soit nulle au point M, et aille en croissant jusqu'en N, de façon à atteindre la valeur R en ce dernier point; il en résulte que, si à la distance MN = L, cette résistance est R, à la distance l de M elle sera donnée par la proportion :

$$L : R = l : x$$

d'où :

$$x = \frac{Rl}{L}$$

La résistance sur un élément de longueur dl sera : $\frac{Rldl}{L}$ et son moment : $\frac{Rl^2dl}{L}$. Par conséquent la somme des moments partiels autour du point M sera :

$$\int_0^L \frac{Rl^2dl}{L} = \frac{RL^2}{3}$$

expression qu'il faudra ajouter à Py ou retrancher de PY si l'on veut tenir compte de la cohésion du mortier.

D'après les expériences de Boistard, la cohésion R par mètre carré de surface est de 7000$^{kil.}$ environ pour les mortiers ordinaires de chaux et sable, et de 3700$^{kil.}$ pour ceux de chaux et ciment. La

première de ces valeurs ne s'applique qu'à des mortiers déjà vieux et de qualité supérieure. Des observations plus récentes ont donné pour R les valeurs suivantes :

Mortier vieux de quatorze ans, en chaux grasse et sable. . . . . R = 4200$^{kil.}$

Mortier en chaux hydraulique moyenne et sable . . . . . R = 9000$^{kil.}$

Mortier en chaux éminemment hydraulique et sable . . . . . R = 15000$^{kil.}$

Il résulte encore des expériences de Boistard, que, sauf pour certaines voûtes très-surbaissées qui tendent à glisser sur le plan des naissances, il suffit de faire les calculs dans l'hypothèse d'une rotation autour du point M, pour obtenir une voûte telle que ses voussoirs ne sauraient glisser sur aucun point.

Quoi qu'il en soit, si l'on abandonne l'expérience, et que l'on considère le glissement comme possible, soit dans un sens, soit dans l'autre, sur tous les joints de la voûte indistinctement, excepté au joint de la clef, où évidemment il ne peut avoir lieu, l'on trouve deux nouvelles limites entre lesquelles la force P doit être comprise, pour que le glissement ne puisse se produire nulle part.

Désignons par :

f le coefficient du frottement du mortier sur lui-même ;

z l'angle d'un joint quelconque avec la verticale centrale ; la force P sin. z (fig. 70) s'opposera au mouvement de glissement descendant que tend à produire Q cos. z, et les frottements dus aux pressions normales viendront s'ajouter à la première de ces forces.

La troisième équation de condition sera donc :

$$P = \text{ou} > Q \frac{\cos. z - f \sin. z}{\sin. z + f \cos. z} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

Et, comme la force horizontale à la clef ne doit pas pouvoir produire le mouvement ascendant du voussoir supérieur, l'on aura la quatrième équation de condition en changeant les signes dans la précédente ; d'où :

$$P = \text{ou} < Q \frac{\cos. z + f \sin. z}{\sin. z - f \cos. z} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

Si l'on veut tenir compte encore de la force de cohésion, il faudra retrancher RL de la relation (3) ou l'ajouter à la dernière.

La rupture des voûtes s'opère généralement par la prépondérance des parties supérieures, soit par rotation, soit par glissement. Cependant les cas de glissement sont très-rares, et la rupture a lieu d'ordinaire par rotation autour de l'arête d'intrados M et des arêtes d'extrados de la clef et des naissances.

Cherchons, dans cette dernière hypothèse, et d'après M. Audoy, la position du joint de rupture intermédiaire MN, et l'équation d'équilibre antour de ce point.

Les calculs suivants s'appliquent aux voûtes en plein cintre à extrados parallèle.

Désignons par :

z l'arc qui mesure l'angle NOa ;

r le rayon du cercle intrados ;

$r + e$ celui de l'extrados ;

P la quantité $\frac{Qx}{y}$, dont le *maximum* donne la force horizontale à la clef.

Pour avoir ce *maximum*, exprimons Qx en fonction de r, e et z, puis nous différentierons par rapport à la variable z. A cause de l'homogénéité supposée, les poids peuvent être remplacés par les aires. Nous aurons successivement :

$$\text{Moment de MN}ab = \text{moment de N}a\text{O} - \text{moment de M}b\text{O}$$

$$\text{Surface N}a\text{O} = \frac{1}{2} z (r + e)^2$$

$$\text{Moment N}a\text{O} = \frac{1}{2} z (r + e)^2 \times \overline{\text{M'C}}$$

$$\overline{\text{M'C}} = \overline{\text{OM'}} - \overline{\text{OC}} = r \sin. z - \overline{\text{OK'}} \sin. \frac{z}{2}$$

le point K' indiquant le centre de gravité du secteur NaO ; or, pour ce point, nous avons la relation :

$$\overline{\text{OK'}} = \frac{2}{3}(r+e) \frac{\overline{\text{N}a}}{(r+e)\,z} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\overline{2\,\text{N}\upsilon}}{z} = \frac{4}{3} \cdot \frac{(r+e) \sin. \frac{z}{2}}{z}$$

$$\overline{OC} = \frac{4}{3}\,\frac{(r+e)\sin.^2\frac{z}{2}}{z}$$

$$\overline{M'C} = r\sin.z - \frac{4}{3}\,\frac{(r+e)\sin.^2\frac{z}{2}}{z}$$

Le moment du secteur ONa par rapport à M est donc :

$$\text{Moment ON}a = \frac{1}{2}\,z\,(r+e)^2\left[r\sin. - z\,\frac{4}{3}\,\frac{(r+e)\sin.^2\frac{z}{2}}{z}\right]$$

L'on trouvera, de la même manière, pour le moment du secteur OMb :

$$\text{Moment OM}b = \frac{1}{2}\,zr^2\left(r\sin.z - \frac{4}{3}\,\frac{r\sin.^2\frac{z}{2}}{z}\right)$$

Et, par suite :

$$Qx = \frac{1}{2}\,z(r+e)^2\left[r\sin.z - \frac{4}{3}\,\frac{(r+e)\sin.^2\frac{z}{2}}{z}\right] - \frac{1}{2}\,zr^2\left(r\sin.z - \frac{4}{3}\,\frac{r\sin.^2\frac{z}{2}}{z}\right)$$

$$Qx = \frac{1}{2}\,zr\sin.z\left[(r+e)^2 - r^2\right] - \frac{2}{3}\sin.^2\frac{z}{2}\left[(r+e)^3 - r^3\right]$$

Ou bien, en remplaçant $\sin.^2\frac{z}{2}$ par $\frac{1-\cos.z}{2}$:

$$Qx = \frac{1}{2}\,zr\sin.z\left[(r+e)^2 - r^2\right] - \frac{1}{3}\,(1-\cos.z)\left[(r+e)^3 - r^3\right]$$

Exprimons maintenant $\frac{Qx}{y}$, en remarquant que :

$$y = \overline{aO} - \overline{MM'} = r + e - r\cos.z$$

$$\frac{Qx}{y} = \frac{\frac{1}{2}\,zr\sin.z\left[(r+e)^2 - r^2\right] - \frac{1}{3}\,(1-\cos.z)\left[(r+e)^3 - r^3\right]}{r+e-r\cos.z}$$

Équation que l'on peut mettre sous la forme suivante, en posant $\frac{r+e}{r} = K$, d'où $r + e = rK$:

$$\frac{Qx}{y} \text{ ou } P = r^2\,\frac{\frac{1}{2}(K^2-1)\,z\sin.z - \frac{1}{3}(K^3-1)(1-\cos.z)}{K-\cos.z} \quad \ldots\ldots\ldots \ (a)$$

Telle est l'équation d'équilibre pour les voûtes en plein cintre.

M. Audoy établit, d'une manière analogue, les équations qui con-

viennent aux voûtes en arc de cercle, en plate-bande, ou en anse de panier.

Dans le *Mémoire* précité, l'auteur ne cherche pas à différentier ces diverses équations afin de tirer de $\frac{dP}{dz}$ la valeur de z qui donne pour P un *maximum*. Il se contente, dans chaque cas particulier de la pratique, de donner à z des valeurs comprises entre 45° et 60°, et d'en conclure les valeurs correspondantes de la force P dans l'équation (a). Il admet alors comme angle du point de rupture celui qui correspond à la plus grande valeur obtenue ainsi pour P.

Plusieurs officiers du génie français, adoptant la méthode de M. Audoy, ont cherché à abréger les calculs, soit en simplifiant les fonctions de l'angle de rupture qui entrent dans l'expression de la pression P à la clef, et donnant les valeurs de 0° jusqu'à 90°, comme l'a fait M. *de Garidel;* soit en calculant les poussées et les angles de rupture pour des valeurs très-rapprochées du rapport $\frac{r+e}{r}$, et en formant, à l'aide des quantités ainsi calculées, des tables applicables à toutes les voûtes du même tracé. Ce dernier procédé, employé par le colonel du génie *Petit,* permet de trouver rapidement le *maximum* de la poussée.

M. de Garidel a pris chacune des formules de M. Audoy dans la forme où ce dernier les a laissées, mais, au lieu d'y faire les substitutions qui doivent donner par tâtonnement la valeur du *maximum* de P, il remplace la fonction à essayer par une autre d'une forme plus simple et plus commode, surtout pour les voûtes en anse de panier.

Prenons, par exemple, l'équation (a) des voûtes en plein cintre :

$$P = \frac{3r\left[(r+e)^2 - r^2\right] z \sin. z - 2(1 - \cos. z)\left[(r+e)^3 - r^3\right]}{6\left[e + r(1 - \cos. z)\right]}$$

Après avoir mis cette équation sous la forme suivante :

$$P = 2r(r+e)\,\frac{\dfrac{z}{2 \tang. \frac{z}{2}} - \dfrac{3r^2 + 3er + e^2}{3r(2r+e)}}{\text{coséc.}^2 \frac{z}{2} + \frac{2r}{e}}$$

M. de Garidel fait remarquer que, cette fonction renfermant un facteur constant et un facteur variable, ce dernier seul doit être soumis aux essais par substitution.

Désignant ce facteur par V′, et faisant dans l'expression de V′ :

$$\frac{1}{3} - \frac{z}{2 \text{ tang.} \frac{z}{2}} = \varphi(z) \quad \text{et} \quad \text{coséc.}^2 \frac{z}{2} = \pi(z)$$

il obtient la relation :

$$V' = \frac{-\frac{(r+e)^2}{3r(2r+e)} - \varphi(z)}{\frac{2r}{e} + \pi(z)} \quad \ldots\ldots\ldots \; (b)$$

C'est dans cette relation (b) que l'auteur opère les substitutions de différentes valeurs de z, pour en couclure le *maximum* de V′. Les fonctions $\varphi(z)$ et $\pi(z)$ étant données par la table A, que nous reproduisons plus loin, voici la règle à suivre pour trouver la valeur de la poussée *maxima* π, correspondant à des valeurs connues de r et de $r + e$.

On commencera par calculer la partie constante négative $-\frac{(r+e)^2}{3r(2r+e)}$ du numérateur, et on la mettra sous la même forme que $\varphi(z)$, c'est-à-dire, avec une partie décimale positive et une partie entière négative. Les fonctions $\varphi(z)$ et $\pi(z)$ étant alors remplacées par leurs valeurs tirées de la table A, on cherchera, par des substitutions de z qui devront partir de $z = 60°$, quel est le *maximum* de V′ fourni par la relation (b). Soit V ce *maximum;* on posera :

$$\pi = 2r(2r+e)V$$

qui exprime la poussée *maxima* cherchée.

La méthode à suivre dans les substitutions n'est pas arbitraire. Après avoir fait $z = 60°$, et obtenu une première valeur de V′, on fera $z = 61°$, et, si la deuxième valeur obtenue ainsi pour V′ est plus forte que la première, on continuera à faire croître z jusqu'à ce qu'on arrive à une valeur décroissante de V′; si, au contraire, la substitution de $z = 61°$ donnait, pour la deuxième valeur de V′, une quantité plus

faible que la première, il faudrait, après $z = 60°$, poser $z = 59°$, puis $z = 58°$, ainsi de suite. Cette méthode est basée sur la considération que, dans les voûtes en plein cintre, la rupture tend à se faire sous un angle z, qui se rapproche de 60°.

Quand on se sert de tables de logarithmes, il est évident qu'on doit se contenter du logarithme de chaque valeur V', et ne passer du logarithme au nombre que pour sa valeur *maxima* V et pour celle de ses valeurs consécutives qui sert à donner la limite de l'approximation.

M. de Garidel procède d'une manière analogue à la précédente pour trouver la poussée *maxima* π dans les voûtes extradossées de niveau ou en chape, ainsi que dans les voûtes elliptiques ou en anse de panier.

Si l'on représente par C la hauteur de la maçonnerie au-dessus de la clef dans une voûte extradossée de niveau, hauteur qui peut aussi représenter une charge proportionnelle de terre au-dessus d'une voûte primitive à extrados parallèle, on posera, d'après l'auteur, les équations suivantes :

$$V' = \frac{G\psi(z) + M\chi(z) + \varphi(z)}{E + \pi(z)}$$

$$\pi \text{ ou la poussée maxima} = \frac{2r^3}{e} V$$

dans lesquelles :

$$G = \frac{(r+e)^2 (r-2c)}{6r^3}$$

$$M = \frac{r+e}{2r^3}\left[C(r-e) + e(r+e)\right]$$

$$E = \frac{2r}{e}$$

La table A donne les valeurs de $\chi(z)$ et de $\psi(z)$ ainsi que celles de leurs logarithmes.

Dans les voûtes extradossées en chape, l'auteur se sert d'un angle auxiliaire ξ pour la facilité du calcul.

Désignant par $n = r + e + C$ la hauteur du sommet de la chape

au-dessus du plan des naissances, et par i l'angle que cette chape fait avec l'horizon, il pose :

$$V' = \frac{\frac{3n}{2r}\chi(z)\left[\psi(\xi) - 3 - \left\{\chi(\xi) - 1\right\}\right] + \varphi(z)}{\pi(z) + \frac{2r}{e}}$$

$$\pi \text{ ou la poussée maxima} = \frac{2r^3}{e} V$$

Les fonctions $\psi(\xi)$ et $\chi(\xi)$ sont données par les relations :

$$1 + \cos.\xi = \chi(\xi) \quad \text{d'où} \quad \chi(\xi) - 1 = \cos.\xi$$

$$(1 + \cos.\xi)(3 - \cos.\xi) = \psi(\xi)$$

Quant à l'angle ξ, il est déterminé par l'équation :

$$1 + \cos.\xi = 1 + \frac{n \cos.i}{3r \cos.(z - i)}$$

ou bien :

$$\cos.\xi = \frac{\frac{n \cos.i}{3r}}{\cos.(z - i)}$$

On peut calculer cet angle auxiliaire au moyen de tables de logarithmes ou à l'aide de la table A; car, en ne prenant que la partie décimale de $\chi(z)$, on a celle de cos. z.

Nous n'entrerons pas dans de plus amples développements sur la méthode de substitution proposée par M. de Garidel et destinée à faciliter les applications de la théorie générale et analytique de MM. Audoy et Navier.

Reprenant l'équation (a) de M. Audoy, et égalant à zéro la dérivée $\frac{dP}{dz}$, M. Petit a obtenu deux équations, au moyen desquelles il a calculé par tâtonnement les angles de rupture z et les poussées correspondantes π, pour des valeurs numériques, très-rapprochées entre elles, du rapport $\frac{r+e}{r} = K$ du rayon d'extrados à celui d'intrados, ce rapport étant compris entre 2 et 1. Il a établi ainsi des tables qui s'appliquent immédiatement à toutes les voûtes d'un même tracé,

attendu que, pour les voûtes semblables, c'est-à-dire où $\frac{r+e}{r}$ est constant, les angles de rupture sont les mêmes et les poussées une même fraction du carré du rayon, ou, plus généralement, du carré d'une ligne quelconque dépendant du tracé.

Cette dernière propriété, qui est très-remarquable, découle de la considération de l'équation $\frac{dP}{dz} = 0$, le rapport $\frac{r+e}{r}$ ayant été au préalable remplacé par K. Elle a été exposée pour la première fois en 1823, par MM. *Lamé* et *Clapeyron*, dans un Mémoire inséré aux *Annales des mines*.

La rupture des voûtes se produisant, en général, par la prépondérance des parties supérieures, M. Petit admet que, dans la position d'équilibre, la poussée P doit satisfaire aux deux conditions suivantes pour maintenir la demi-voûte BA*ab* (fig. 70) sur le plan des naissances : 1° empêcher un voussoir quelconque MN*ab* de tourner autour de son arête d'intrados M, ce qui exige que P soit égale ou supérieure à la plus grande des valeurs que peut prendre l'expression $\frac{Qx}{y}$; 2° empêcher un voussoir quelconque de glisser en descendant le long de son plan de joint MN; cette condition sera réalisée par la relation :

$$P = \text{ou} > Q\frac{\cos. z - f \sin. z}{\sin. z + f \cos. z}$$

Ces deux équations de condition, qui ne sont que les relations (1) et (3) que nous avons posées d'après M. Audoy, servent à déterminer la poussée *maxima* π. A cet effet, on cherchera, dans chacune de ces deux équations, le *maximum* de P en posant $\frac{dP}{dz} = 0$, et le plus grand des deux *maximum* ainsi obtenus sera pris pour la valeur de la véritable poussée π.

Pour qu'une voûte soit *stable* sur ses naissances, il faut que le moment de π, autour du point B, soit plus petit que celui de la demi-voûte entière autour du même point. Il est très-important de connaître *à priori*, étant données les dimensions d'une voûte, si elle appartient à la classe de celles qui ont de la stabilité sur leurs naissances, ou de

celles qui sont impossibles, c'est-à-dire qui s'écrouleraient après le décintrement.

Entre ces deux genres de voûtes se trouvent celles qui sont en équilibre strict sur leurs naissances, et auxquelles s'appliquent les théories et les principes exposés jusqu'ici au sujet de la rupture par rotation. Il faut bien remarquer que, pour ce dernier genre de voûtes seulement, le point d'application de la poussée est à l'extrados a de la clef; tandis que, dans les voûtes stables, il n'y a plus de joint de rupture proprement dit, c'est-à-dire où les voussoirs ne se touchent que par une arête; ceux-ci se compriment alors sur toute l'étendue du joint, et le point d'application de la résultante de toutes les pressions qui s'exercent au joint de la clef n'est plus en a, mais en un point intermédiaire entre a et b.

Un fait analogue se produit au joint MN, que l'on continue à appeler improprement joint de rupture dans les voûtes stables. La résultante de la poussée horizontale et du poids du voussoir MNab coupe alors le joint MN en un point intermédiaire entre M et N que l'on ne saurait déterminer, puisque l'on ne connaît pas la loi des pressions qui ont lieu entre les deux joints extrêmes.

On ne peut donc pas, dans les voûtes stables, et pour le cas de rupture par rotation, calculer la poussée horizontale effective π, à moins de supposer, avec M. Petit et les auteurs qui l'ont précédé, que les points d'application dont nous venons de parler se trouvent toujours, l'un en a, l'autre en M.

Les calculs et les tables de M. Petit se rapportent aux voûtes circulaires, soit en arc, soit en plein cintre.

Considérons d'abord les voûtes *en plein cintre à extrados parallèle.*

A cet effet, reprenons l'équation (a) de M. Audoy, et égalons à zéro le $\frac{dP}{dz}$; nous aurons :

$$\frac{dP}{dz} = r^2 \frac{(K - \cos. z)\left[\frac{1}{2}(K^2 - 1)(\sin. z + z \cos. z) - \frac{1}{3}(K^3 - 1) \sin. z\right.}{(K - \cos. z)^2}$$

$$- r^2 \frac{\sin. z \left[\frac{1}{2}(K^2 - 1) z \sin. z - \frac{1}{3}(K^3 - 1)(1 - \cos. z)\right]}{(K - \cos. z)^2}$$

Le dénominateur du second membre ne pouvant être infini, et r n'étant pas nul, il suffit d'égaler à zéro le numérateur ; d'où :

$$(K - \cos. z)\left[\frac{1}{2}(K^2 - 1)(\sin. z + z\cos. z) - \frac{1}{3}(K^3 - 1)\sin. z\right] -$$
$$- \sin. z\left[\frac{1}{2}(K^2 - 1) z \sin. z - \frac{1}{3}(K^3 - 1)(1 - \cos. z)\right] = 0$$

qui devient, en mettant les facteurs $(K^2 - 1)$ et $(K^3 - 1)$ en évidence :

$$\frac{1}{2}(K^2 - 1)\left[(\sin. z + z\cos. z)(K - \cos. z) - z\sin.^2 z\right] +$$
$$+ \frac{1}{3}(K^3 - 1)\left[(1 - \cos. z)\sin. z - (K - \cos. z)\sin. z\right] = 0$$

Comme la seconde parenthèse est égale à $\sin. z\,(1 - K)$, l'équation prend la forme :

$$\frac{1}{2}(K^2 - 1)\left[(\sin. z + z\cos. z)(K - \cos. z) - z\sin.^2 z\right] - \frac{1}{3}(K^3 - 1)(K - 1)\sin. z = 0.$$

Divisant par $(K - 1)$, l'on obtient successivement :

$$\frac{1}{2}(K + 1)\left[(\sin. z + z\cos. z)(K - \cos. z) - z\sin.^2 z\right] - \frac{1}{3}(K^3 - 1)\sin. z = 0$$
$$\frac{(\sin. z + z\cos. z)(K - \cos. z) - z\sin.^2 z}{\sin. z} = \frac{2}{3}\,\frac{K^3 - 1}{K + 1}$$
$$\frac{K\sin. z + Kz\cos. z - \sin. z\cos. z - z\cos.^2 z - z\sin.^2 z}{\sin. z} = \frac{2}{3}\,\frac{K^3 - 1}{K + 1}$$
$$K + Kz\frac{\cos. z}{\sin. z} - \cos. z - \frac{z}{\sin. z} = \frac{2}{3}\,\frac{K^3 - 1}{K + 1}$$

Ou bien, en changeant les signes :

$$\cos. z + (1 - K\cos. z)\frac{z}{\sin. z} = K - \frac{2}{3}\,\frac{K^3 - 1}{K + 1} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (b)$$

équation transcendante qu'on ne saurait résoudre que par tâtonnement, pour en tirer la valeur de z qui, substituée dans l'équation (a), donnerait π, *maximum* de P.

On peut cependant obtenir une expression de ce *maximum*, en partant de ce principe : que le *maximum* d'une expression fractionnaire est égal au rapport de la différentielle du numérateur à la diffé-

rentielle du dénominateur; appliqué à l'équation (*a*) ce principe donne, en désignant par π_r la poussée *maxima* dans la rupture par rotation :

$$\pi_r = r^2\left[\frac{1}{2}(K^2-1)\left(1+\frac{z}{\sin. z}\cos. z\right)-\frac{1}{3}(K^3-1)\right] \quad \ldots\ldots\ldots \quad (c)$$

L'on voit par l'équation (*b*), que l'angle z est constant pour une même valeur de K; l'équation (*c*) montre que la poussée π_r, dans la rupture par rotation, est proportionnelle au carré du rayon de l'intrados; nous verrons que cette dernière propriété existe aussi dans le cas du glissement.

Les équations (*b*) et (*c*) permettent de résoudre toutes les questions relatives aux voûtes en plein cintre extradossées parallèlement.

En effet, une voûte étant donnée par son rapport $K = \frac{r+e}{r}$, on substitue cette valeur de K dans l'équation (*b*), et on détermine par des substitutions successives la valeur de z qui y satisfait, en commençant par y faire $z = 60°$. Cette valeur convenable de z étant trouvée, on l'introduit, ainsi que celle de K, dans l'équation (*c*), et l'on en tire la poussée π_r de la voûte, que l'on obtient sous la forme suivante :

$$\pi_r = Cr^2$$

dans laquelle C est un coefficient constant pour toutes les voûtes qui ont même rapport K.

En opérant de cette manière, pour une série de valeurs de K qui ne diffèrent entre elles que de 1/100, M. Petit a formé la table B, destinée à fournir immédiatement l'angle de rupture correspondant ainsi que la poussée horizontale π_r, pour toutes les voûtes en plein cintre extradossées parallèlement.

Afin de connaître les limites des valeurs de K à substituer, il a fait $z = 0$, c'est-à-dire une rupture nulle, dans l'équation (*b*), qui se réduit alors à la suivante :

$$3K^2 - K^3 = 2$$

dont les deux racines positives sont : $K = 1$ et $K = 2{,}732$.

L'équation (*c*) donne alors : $\pi_r = 0$.

L'on obtient donc, dans ce cas, deux espèces de voûtes qui n'ont ni poussée horizontale ni angle de rupture.

L'une d'elles, correspondant à $K = 1$, donne des voûtes d'épaisseur nulle. La seconde correspond au système de voûtes dont le rapport $\frac{e}{2r}$ de l'épaisseur au diamètre est $\frac{1}{1,154}$, et pour lesquelles il n'y a plus de rotation possible; c'est-à-dire, des voûtes telles que, quelque petit que soit l'angle z, ou le voussoir qu'on peut détacher vers la clef, le centre de gravité de ce voussoir ne tombe jamais au delà de l'intrados.

Dans ce dernier cas, la tendance à la rotation est détruite, et, par suite, il en est de même de la force π_r destinée à l'empêcher. Mais il ne résulte pas de là que la demi-voûte se soutiendrait d'elle-même; il y aura toujours une poussée, mais elle proviendra du glissement, et il faudra la calculer.

Outre ce cas extrême où $\pi_r = 0$, il peut, parfois, exister bien d'autres cas où le glissement soit également possible. Cherchons, à cet effet, le *maximum* de la relation :

$$P = Q \frac{\cos. z - f \sin. z}{\sin. z + f \cos. z}$$

soit : $f = \text{tang. } \theta$, cette relation prend la forme :

$$P = Q \frac{\cos. z - \frac{\sin. \theta}{\cos. \theta} \sin. z}{\sin. z + \frac{\sin. \theta}{\cos. z} \cos. z}$$

$$P = Q \frac{\cos. z \cos. \theta - \sin. z \sin. \theta}{\sin. z \cos. \theta + \sin. \theta \cos. z}$$

$$P = Q \frac{\cos. (z + \theta)}{\sin. (z + \theta)} = \frac{Q}{\text{tang. } (z + \theta)}$$

Le poids Q de la partie de voûte qui tend à glisser étant proportionnel à la surface de cette partie, qui est représentée par $\frac{1}{2} z \left[(r + e)^2 - r^2\right]$ ou bien $\frac{1}{2} zr^2(K^2 - 1)$, l'on obtient, par la substitution :

$$P = \frac{\frac{1}{2} r^2 (K^2 - 1) z}{\text{tang. } (z + \theta)}$$

Suivant Boistard, $\theta = 37° 14'$, ou $f = 0,76$, pour la maçonnerie ordinaire; mais, comme la prudence exige de prendre pour θ le plus petit angle possible, M. Petit a admis, d'après Rondelet $\theta = 30°$, ce qui correspond à $f = 0,577$.

$$P = \frac{1}{2} r^2 \frac{(K^2 - 1) z}{\text{tang.}\ (z + 30°)}$$

Le *maximum* π_g de cette expression, s'obtient encore au moyen de substitutions; on trouve, après quelques essais, que la valeur de z qui donne ce *maximum* est égale à 26°.

Ainsi, dans les voûtes en plein cintre à extrados parallèle, c'est le voussoir dont le joint forme un angle de 26° avec la verticale qui a la plus grande tendance à glisser, ou qui exige la plus grande force horizontale pour que ce mouvement soit empêché. L'on en conclut :

$$\pi_g = 0,15304\ r^2 (K^2 - 1) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (d)$$
$$\pi_g = C' r^2$$

De là, étant donné le rapport K d'une voûte, pour savoir quel mode de rupture est le plus à craindre, il faut calculer les valeurs de C et de C'; la plus grande des deux sera celle qu'on devra adopter, et elle indiquera si la rupture correspondante est due à la rotation ou au glissement.

M. Petit s'est servi de la relation (*d*) pour calculer les poussées, relatives au glissement, rapportées dans la table B.

De l'examen de cette table on peut tirer les conclusions suivantes :

1° Dans les voûtes usuelles, qui sont généralement comprises entre $K = 2$ et $K = 1,20$, l'angle de rupture ne varie que de quelques degrés, et demeure compris entre 59° et 64°;

2° Le coefficient C' l'emporte sur C, pour les voûtes dans lesquelles le rapport K est compris entre $K = 1,44$ et la valeur limite $K = 2,732$.

Ainsi, pour ces voûtes, il faudra considérer l'hypothèse du glissement, et considérer l'angle de 26° comme l'angle commun de rupture.

La table B de M. Petit donne le moyen de résoudre facilement deux questions générales et importantes de la théorie des voûtes. Avant de les exposer, cherchons l'expression du moment de la demi-voûte par rapport à l'arête extérieure A du joint des naissances (fig. 70).

Appelons R et r les rayons OA et OB; supposons que le centre de gravité du secteur OaA soit en G, et celui du secteur ObB en G′; nous aurons successivement, en prenant toujours les moments par rapport au point A :

$$\text{surface } OAa = \frac{1}{4}\ \pi R^2$$

$$\text{surface } OBb = \frac{1}{4}\pi r^2$$

$$\text{Moment } OAa = \frac{1}{4}\ \pi R^2 \times \overline{AX} = \frac{1}{4}\pi R^2 \left(R - \overline{OX}\right)$$

$$\overline{OX} = \overline{OG} \cos. 45^\circ = \frac{\overline{OG}}{\sqrt{2}}$$

$$\overline{OG} = \frac{2}{3} R \frac{\overline{Aa}}{\frac{1}{2}\pi R} = \frac{4}{3} R \frac{\overline{Aa}}{\pi R}$$

$$\overline{Aa} = R\sqrt{2}$$

$$\overline{OG} = \frac{4}{3} R \frac{\sqrt{2}}{\pi}$$

$$OX = \frac{4}{3} \cdot \frac{R}{\pi}$$

$$\text{Moment } OAa = \frac{1}{4}\pi R^2 \left(R - \frac{4}{3} \cdot \frac{R}{\pi}\right) = \frac{1}{4}\pi R^3 - \frac{1}{3} R^3$$

$$\text{Moment } OBb = \frac{1}{4}\pi r^2 \times \overline{Ax} = \frac{1}{4}\pi r^2 \left(R - \frac{4}{3} \cdot \frac{r}{\pi}\right) = \frac{1}{4}\pi r^2 R - \frac{1}{3} r^3$$

$$\text{Moment } BbaA = \frac{1}{4}\pi R^3 - \frac{1}{3} R^3 - \frac{1}{4}\pi r^2 R + \frac{1}{3} r^3$$

Ou bien, en remplaçant R par Kr, et désignant par S la surface de la demi-voûte

$$\text{Moment } BbaA = \frac{1}{4}\pi K^3 r^3 - \frac{1}{3} K^3 r^3 - \frac{1}{4}\pi r^3 K + \frac{1}{3} r^3 = S \times \overline{AX}$$

$$S \times \overline{AX} = r^3 \left[\frac{1}{4}\pi K (K^2 - 1) - \frac{1}{3}(K^3 - 1)\right] \quad \ldots\ldots\ldots \ (e)$$

Cette relation exprime le moment de stabilité de la demi-voûte sur ses naissances.

Si l'on désigne par R_r la résistance de la demi-voûte à la rotation, c'est-à-dire une force égale et opposée à π_r, on obtient :

$$R_r (r + e) = S \times \overline{AX}$$

$$R_r = S \frac{\overline{AX}}{r + e}$$

Avec ces données, il est facile de résoudre les questions suivantes :

I. Les dimensions d'une voûte sans piédroits étant données, reconnaître si elle pourra se soutenir après le décintrement, autrement dit, si elle est stable sur le plan des naissances.

A cet effet, on déterminera d'abord la valeur π_r poussée *maxima*, et on examinera ensuite si le moment de cette force l'emporte sur celui de la demi-voûte ou s'il lui est inférieur : dans le premier cas la voûte sera exposée à la rupture, dans le second elle sera stable d'elle-même après décintrement.

La poussée π_r étant représentée par Cr^2 et son bras de levier autour de A étant R ou Kr, il faut donc, dans le cas de stabilité, que l'on ait la relation :

$$r^5 \left[\frac{1}{4} \pi K (K^2 - 1) - \frac{1}{3} (K^3 - 1) \right] = \text{ ou } > KCr^5$$

L'on établirait de la même manière l'équation de condition dans le cas où la tendance au glissement l'emporterait sur celle à la rotation.

Si l'on représente la parenthèse par F (K), l'équation qui détermine la stabilité par rotation peut se mettre sous la forme :

$$F(K) r^5 = \text{ ou } > KCr^5$$

La table C donne les valeurs de ces deux espèces de moments, pour des valeurs de K comprises entre 2 et 1.

L'on conclut de cette table que le moment F (K) r^5 de la demi-voûte et le moment KCr^5 de la poussée deviennent à peu près égaux pour la valeur :

$$K = 1{,}114$$

c'est-à-dire, pour le système de voûtes dans lesquelles le diamètre d'intrados est environ égal à 17 1/2 fois l'épaisseur :

$$2r = 17{,}54\, e$$

Pour les valeurs de K supérieures à 1,114, les voûtes ont une stabilité qui va en croissant depuis cette limite.

La table C permet donc de résoudre directement la question posée plus haut. Il suffira, dans la voûte donnée, de diviser le diamètre $2r$ par l'épaisseur e, et si l'on obtient pour quotient un nombre plus grand que 17,54 e, la voûte proposée sera instable. Elle serait en équilibre strict si l'on obtenait $\frac{2r}{e} = 17,54$; au delà de cette valeur, elle aurait un surcroît de stabilité sur ses naissances.

Ce résultat théorique est confirmé par la conclusion que Rondelet a tirée d'une série d'expériences sur de petits modèles de voûtes, et d'après laquelle : « Une voûte en plein cintre, à extrados parallèle, « étant divisée en quatre voussoirs égaux, ne peut pas se soutenir « lorsque son épaisseur est moindre que 1/18 de son diamètre. »

II. L'intrados d'une voûte en plein cintre étant donné, trouver la plus petite épaisseur qu'elle puisse avoir pour se maintenir sur le plan des naissances supposé immobile.

La table C dispense de faire de longs calculs résultant de substitutions successives dans les moments. En effet, on posera :

$$\frac{r+e}{r} = 1,114$$

et la plus petite épaisseur cherchée sera :

$$e = 0,114\, r$$

Dans la recherche de la poussée, pour les voûtes en *plein cintre extradossées en chape,* M. Petit suppose, afin de faciliter les calculs, que les deux versants de la chape sont tangents à l'extrados de la voûte, ce qui se rapproche beaucoup de la pratique, et que le joint de rupture *mn* (fig. 71) se relève verticalement suivant *np* au delà de l'extrados. Il admet en outre, avec M. Audoy, que la poussée horizontale agit toujours en *a*, la maçonnerie qui charge la clef ne formant pas corps avec la voûte, et n'agissant que par son poids.

Si l'on représente par :

i l'angle intérieur formé par chaque versant avec la verticale;

S la surface du trapèze O*mnpqab*O;

X la distance du centre de gravité de ce trapèze à la ligne *np;*

l'on aura successivement :

$$S = \overline{nn'} \times \frac{\overline{Oq} + \overline{np}}{2}$$

$$X = \frac{1}{3}\,\overline{nn'} \times \frac{2\,\overline{Oq} + \overline{np}}{\overline{Oq} + \overline{np}}$$

Moment du trapèze, par rapport à $m = S\,(X - \overline{nm'})$

$$\overline{nn'} = \frac{1}{2}\,R \sin.\,z \quad \text{et} \quad \overline{nm'} = (R - r) \sin.\,z$$

$$S(X - \overline{nm'}) = \frac{R \sin.\,z}{2}(R + \overline{aq} + \overline{np})\left[\frac{R \sin.\,z\,\{2(R + \overline{aq}) + np\}}{3\,(R + \overline{aq} + \overline{np})} - (R - r) \sin.\,z\right]$$

$$S\,(X - \overline{nm'}) = \frac{R^2 \sin.^2 z\,\{2(R + \overline{aq}) + \overline{np}\}}{3} - \frac{R \sin.^2 z\,(R + \overline{aq} + \overline{np})(R - r)}{2}$$

Cherchons les valeurs de $\overline{aq}$ et de $\overline{np}$. A cet effet, égalons d'abord entre elles les deux expressions de la portion de tangente $\overline{qv}$:

$$= \overline{qv}^2\,(2\,R + \overline{aq})\,\overline{aq} \quad \text{et} \quad \overline{qv} = R \cot\text{ang.}\,i$$

$$(2\,R + \overline{aq})\,\overline{aq} = R^2 \cot\text{ang.}^2 i$$

$$\overline{aq}^2 + 2\,R\overline{aq} - R^2 \frac{\cos.^2 i}{\sin.^2 i} = 0$$

$$\overline{aq} = -R \pm \sqrt{R^2 + R^2 \frac{\cos.^2 i}{\sin.^2 i}} = -R \pm \sqrt{\frac{R^2 \sin.^2 i + R^2 \cos.^2 i}{\sin.^2 i}}$$

$$\overline{aq} = -R + \frac{R}{\sin.\,i} = R\left(\frac{1 - \sin.\,i}{\sin.\,i}\right)$$

$$\overline{np} = \overline{Oq} - \overline{Oa_1}$$

$$\overline{Oa_1} : R = \sin.\,(i + z) : \sin.\,i$$

$$\overline{np} = R + \overline{aq} - R\frac{\sin.\,(i + z)}{\sin.\,i} = R\,\frac{1 - \sin.\,(i + z)}{\sin.\,i}$$

$$R + \overline{aq} + \overline{np} = R + R\frac{1 - \sin.\,i}{\sin.\,i} + R\,\frac{1 - \sin.\,(i + z)}{\sin.\,i}$$

$$R + \overline{aq} + \overline{np} = R\left\{1 + \frac{2 - \sin.\,i - \sin.(i + z)}{\sin.\,i}\right\}$$

$$R + \overline{aq} + \overline{np} = R\,\frac{2 - \sin.\,(i + z)}{\sin.\,i}$$

$$2(R+\overline{aq})+\overline{np}=2R+2R\left(\frac{1-\sin.\,i}{\sin.\,i}\right)+R\frac{1-\sin.\,(i+z)}{\sin.\,i}.$$

$$2(R+\overline{aq})+\overline{np}=R\frac{3-\sin.\,(i+z)}{\sin.\,i}$$

Remplaçant dans l'expression de S $(X-\overline{nm'})$, l'on obtient :

$$S(X-\overline{nm'})=\frac{R^2\sin.^2 z}{3}\left\{R\frac{3-\sin.\,(i+z)}{\sin.\,i}\right\}$$
$$-\frac{R^2\sin.\,z}{2}\left\{\frac{2-\sin.\,(i+z)}{\sin.\,i}(R-z)\sin.\,z\right\}$$

Désignant par S′ la surface du secteur O*mb*, et par x la distance de son centre de gravité à la verticale passant par le centre O, l'on aura :

$$S'=\frac{1}{2}zr^2$$

Moment de S′ par rapport à m = S′ $(\overline{m'n'}-x)$

$$S'(\overline{m'n'}-x)=\frac{1}{2}zr^2\left(r\sin.\,z-\frac{4}{3}\frac{r\sin.^2\frac{z}{2}}{z}\right)$$

L'on obtient ainsi, pour l'équation d'équilibre :

$$Py=S(X-\overline{nm'})-S'(\overline{m'n'}-x)$$

$$Py=\frac{R^2\sin.^2 z}{3}\left\{R\frac{3-\sin.(i+z)}{\sin.\,i}\right\}-\frac{R^2\sin.^2 z}{2}\left\{\frac{2-\sin.(i+z)}{\sin.\,i}(R-r)\sin.z\right\}$$
$$-\frac{1}{2}zr^2\left\{r\sin.\,z-\frac{4}{3}\frac{r\sin.^2\frac{z}{2}}{z}\right\}$$

$$P(R-r\cos.\,z)=R^3\frac{\sin.^2 z\{6-2\sin.\,(i+z)\}}{6\sin.\,i}-R^3\frac{\sin.^2 z\{6-3\sin.(i+z)\}}{6\sin.\,i}$$
$$+R^2r\frac{\sin.^2 z\{6-3\sin.\,(i+z)\}}{6\sin.\,i}-\frac{1}{2}zr^2\left(r\sin.\,z-\frac{4}{3}\frac{r\sin.^2\frac{z}{2}}{z}\right)$$

$$P(R-r\cos.\,z)=R^3\frac{\sin.^2 z}{6\sin.\,i}\sin.\,(i+z)+R^2r\frac{\sin.^2 z}{6\sin.\,i}\left\{6-3\sin.\,(i+z)\right\}$$
$$-\frac{1}{2}zr^3\left(\sin.\,z-\frac{4}{3}\frac{\sin.^2\frac{z}{2}}{z}\right)$$

Ou bien, en remplaçant R par Kr :

$$P(K\cos. z) = K^5 \frac{r^2 \sin.^2 z}{6 \sin. i} \sin. (i+z) + K^2 \frac{r^2 \sin.^2 z}{6 \sin. i} \left\{6 - 3 \sin (i+z)\right\}$$
$$- \frac{1}{2} z r^2 \left(\sin. z - \frac{4}{3} \frac{\sin.^2 \frac{z}{2}}{z}\right)$$

$$P(K - \cos. z) = K^2 \frac{r^2 \sin.^2 z}{6 \sin. i} \left\{K \sin. (i+z) + 6 - 3 \sin. (i+z)\right\}$$
$$- \frac{1}{2} z r^2 \left(\sin. z - \frac{4}{3} \frac{\sin.^2 \frac{z}{2}}{z}\right)$$

$$P = \frac{r^2 \sin.^2 z}{6 (K - \cos. z)} \left[\frac{K^2}{\sin. i} \left\{6 + K \sin. (i+z) - 3 \sin. (i+z)\right\}\right.$$
$$\left. - \frac{3 z}{\sin. z} + 4 \frac{\sin.^2 \frac{z}{2}}{\sin.^2 z}\right]$$

Or : $\sin. z = 2 \sin. \frac{z}{2} \cos. \frac{z}{2}$, et par suite : $\sin.^2 z = 4 \sin.^2 \frac{z}{2} \cos.^2 \frac{z}{2}$; l'on obtient donc finalement l'équation suivante :

$$P = \frac{r^2 \sin.^2 z}{6 (K - \cos. z)} \left[\frac{K^2}{\sin. i} \left\{6 + (K - 3) \sin. (i+z)\right\}\right.$$
$$\left. - \frac{3 z}{\sin. z} + \frac{1}{\cos.^2 \frac{z}{2}}\right] \quad \ldots\ldots\ldots (f)$$

Cette équation donnerait, pour π, une valeur plus forte que celle que l'on obtiendrait avec l'équation correspondante trouvée par M. Petit, et qui contient, dans le second membre un terme supplémentaire qu'il est difficile d'expliquer. M. Petit est arrivé au résultat suivant :

$$P = \frac{r^2 \sin.^2 z}{6 (K - \cos. z)} \left[\frac{K^2}{\sin. i} \left\{6 - 3K - (3 - 2K) \sin. (i+z)\right\}\right.$$
$$\left. - \left(\frac{3 z}{\sin. z} - \frac{1}{\cos.^2 \frac{z}{2}}\right)\right] \quad \ldots\ldots\ldots (f)$$

De part et d'autre, cette relation (f) est trop compliquée pour qu'on puisse, comme pour les voûtes à extrados parallèle, faire $\frac{dP}{dz} = 0$, afin d'obtenir une équation de condition qui donne l'angle de rupture z

correspondant au *maximum* π de la poussée P pour chaque valeur de K. Il faut donc chercher π en employant encore la méthode de substitutions que nous avons indiquée, c'est-à-dire, introduire directement dans la relation (f) diverses valeurs de z, et comparer entre elles les valeurs de P qui en résulteront, la plus grande de celles-ci étant celle de π_r.

Quant à la poussée π_g relative au glissement, on la trouvera au moyen de la formule générale :

$$P = \frac{Q}{\text{tang.}\,(z + \theta)}$$

qui devient, en y substituant la valeur de Q et en posant $\frac{r+e}{r} = K$:

$$P - r^2 \frac{\sin.\,z}{\sin.\,i\,\text{tang.}\,(z+\theta)} \left[K^2 \left(1 - \frac{1}{2} \sin.\,(i+z) - \frac{1}{2} \sin.\,i \frac{z}{\sin.\,z} \right] \ldots\ldots\ldots (g)$$

En faisant, dans cette relation, $\theta = 30°$, on peut encore ici, pour chaque inclinaison i, conclure par des substitutions la valeur de z qui donne π_g, le *maximum* de P_g.

L'on adoptera comme valeur définitive de la poussée horizontale la plus grande des deux valeurs π_r et π_g, trouvées ainsi par tâtonnement dans les équations (f) et (g).

M. Petit a fait ces opérations pour les voûtes extradossées en chape à 45°, qui est la limite adoptée pour l'angle i; en effet, l'angle supérieur des 2 pans de la chape est d'ordinaire plus ou moins obtus, et comme, dans ce cas, la poussée est moindre que lorsqu'il est droit, c'est-à-dire lorsque $i = 45°$, une table calculée pour cette dernière valeur de i indiquera les limites que la poussée ne pourra généralement atteindre.

Pour $i = 45°$ l'on obtient $\sin.\,i = \frac{1}{\sqrt{2}}$, et la formule ($f$) devient, si l'on accepte l'équation de M. Petit :

$$P = r^2 \frac{\sin.^2 z}{6\,(K - \cos.\,z)} \left[K^2 \sqrt{2} \left\{ 6 - 3\,K - (3 - 2\,K) \sin.\,(45° + z) \right\} - \left(\frac{3\,z}{\sin.\,z} - \frac{1}{\cos.^2 \frac{z}{2}} \right) \right] \ldots\ldots\ldots (h)$$

L'on obtient aussi alors pour la relation (g), lorsqu'on y fait $z = 22°$, valeur qui correspond à très-peu près au *maximum* π_g :

$$\pi_g = r^2 (0{,}22340\ K^2 - 0{,}14999) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (i)$$

La table D, calculée par M. Petit, est le résultat de ces deux dernières relations, en y introduisant diverses valeurs de K, et cherchant, pour la première (h), la valeur du *maximum* π_r par différentes substitutions de z.

On voit, par cette table, que π_g l'emporte sur π_r pour toutes les valeurs de K inférieures à 1,43.

La comparaison des tables B et D montre aussi que, pour de mêmes valeurs de K, les rapports $\frac{\pi}{r^2}$ sont plus grands pour les voûtes extradossées en chape que pour celles à extrados parallèle. Cette différence provient de la surcharge ajoutée près de la clef par le fait de la chape, ce qui augmente plus ou moins la valeur de $\frac{Qx}{y}$ suivant l'inclinaison i.

Pour s'assurer qu'une voûte donnée, extradossée en chape à 45°, pourra se soutenir sur ses naissances après le décintrement, il faut comparer, comme précédemment, le moment de la demi-voûte, pris par rapport à l'arête extérieure A, avec celui de la poussée π_r appliquée en a.

Ce dernier moment est $\pi_r R = \pi_r K r = CKr^5$; il sera donc fourni immédiatement, pour chaque valeur de K, au moyen de la table D.

Le moment de la demi-voûte sera donné en considérant la surface BAdqb (fig. 71), comme formée du triangle ODq, moins le petit triangle ADd et le secteur OBb; d'où :

$$\text{Moment de la } \frac{1}{2} \text{ voûte} = \left(0{,}5399\ K^5 - \frac{1}{4}\pi K + \frac{1}{3}\right) r^5 = SX$$

en désignant par S la surface de la 1/2 voûte et par X son bras de levier par rapport au point A.

M. Petit ayant posé : 1,069035 K^5 au lieu de 0,5399 K^5 dans l'expression précédente, cette erreur l'a conduit à tirer une conclusion inexacte, de laquelle il résulterait que $\pi_r K r$ ou CKr^5 est toujours inférieur à SX dans les voûtes extradossées en chape à 45°, et que,

par conséquent, celles-ci sont toujours stables sur leurs naissances.

En réalité, ces voûtes sont sujettes à être instables tout comme celles à extrados parallèle, et leurs coefficients de stabilité varient avec K.

La question des voûtes *à extrados horizontal* n'étant qu'un cas particulier de celle des voûtes en chape, l'on obtient immédiatement les formules correspondantes en faisant $i = 90°$, c'est-à-dire, $\sin. i = 1$ $\cos. i = 0$ dans les relations (f) et (g); l'on obtient ainsi les deux équations

$$P = r^2 \frac{\sin.^2 z}{6(K - \cos. z}\left[K^2 \left\{6 - 3K - (3 - 2K)\cos. z\right\} - \left(\frac{3z}{\sin. z} - \frac{1}{\cos.^2 \frac{z}{2}}\right)\right] \quad \ldots\ldots\ldots (k)$$

$$P = r^2 \frac{\sin.^2 z}{\text{tang.}(z + \theta)}\left[K^2\left(1 - \frac{1}{2}\cos. z\right) - \frac{z}{2\sin. z}\right] \quad \ldots\ldots\ldots (l)$$

La formule (l), relative au glissement, devient, en y mettant pour θ sa valeur 30°, et en y faisant $z = 29°$, qui répond à un *maximum* :

$$\pi_g = r^2 (0{,}16391\, K^2 - 0{,}15206)$$

La table E est en partie le résultat de ces formules. L'on en conclut que, pour $K < 1{,}35$ il faut adopter les poussées π_r; au delà de $K = 1{,}35$ la tendance au glissement l'emporte. L'on voit aussi que, dans ces voûtes, l'angle de rupture suit une marche contraire à celle qu'il a dans les tables précédentes, puisqu'il croît ici à mesure que K diminue.

Si l'on cherche encore, comme précédemment, la limite des voûtes qui peuvent se soutenir sur leurs naissances, en comparant CKr^5 à SX, dont l'expression est :

$$SX = \left(\frac{1}{2}K^3 - \frac{1}{4}\pi K + \frac{1}{3}\right) r^5$$

on reconnaît que πR ou CKr^5 devient plus grand que SX pour la valeur $K = 1{,}0435$; les voûtes qui sont ainsi en équilibre strict sur leurs naissances correspondent à $2r = 46e$.

De la relation précédente :

$$2r = 46e$$

l'on tire :

$$e = 0{,}0435\, r$$

qui exprime le *minimum* d'épaisseur qu'on puisse donner à une voûte en plein cintre extradossée de niveau.

Dans les voûtes *en arc de cercle,* outre l'épaisseur e, on donne ordinairement, pour les déterminer, leur ouverture L, c'est-à-dire la corde de l'intrados au niveau des naissances, ainsi que la flèche f, ou montée, de cet intrados.

Les deux formules suivantes expriment les relations qui existent entre ces données, le rayon r et l'angle au centre $2a$:

$$r = \frac{1}{2} f \left(\frac{L^2}{4 f^2} + 1 \right) \quad \text{tirée de la relation} \quad \frac{2r - f}{\frac{L}{2}} = \frac{\frac{L}{2}}{f}$$

$$\sin.\, a = \frac{\frac{L}{f}}{\frac{L^2}{4f} + 1} \quad \text{tirée de la relation} \quad \frac{L}{2} = r \sin.\, a$$

Deux de ces quantités étant connues, on peut donc trouver les deux autres.

Si l'on donne L, l'angle au centre $2\,a$ ainsi que l'épaisseur e, on calculera r par la relation :

$$r = \frac{L}{2 \sin.\, a}$$

et f par la relation :

$$f = r\,(1 - \cos.\, a)$$

Ayant ensuite déterminé K par la relation $\frac{r + e}{r} = K$, on cherchera, dans la table B, quel est l'angle de rupture qui appartient au système de voûtes semblables à la proposée. En comparant cet angle avec le demi-angle au centre a de celle-ci, il pourra arriver deux cas, suivant que a sera plus grand ou plus petit que l'angle de rupture.

Dans le premier cas, le joint de rupture se trouvera au moyen de la table B, et la voûte devra être considérée, relativement à la poussée horizontale, comme voûte en plein cintre ; sa poussée $\pi_r = Cr^2$ sera donc aussi connue par la même table.

Si, au contraire, l'angle a est plus petit que celui de rupture de la voûte proposée, censée en plein cintre, alors la rupture se fera à la naissance même; l'on n'aura donc pas de substitutions à faire dans l'équation d'équilibre, puisqu'il n'y aura qu'à remplacer z par a, pour obtenir directement les valeurs de π_r ou de π_g.

Ce second cas est celui qui se présente dans les voûtes en arc de cercle usitées dans la pratique.

La valeur de π_r sera donnée alors par l'équation (a) déjà trouvée, dans laquelle on remplacera z par a; l'on aura donc :

$$\pi_r = r^2 \frac{\frac{1}{2}(K^2-1)\,a \sin. a - \frac{1}{3}(K^3-1)(1-\cos. a)}{K - \cos. a} \quad \ldots\ldots\ldots (a')$$

Si dans cette expression on substitue les valeurs de a, sin. a et de cos. a qui résulteront de la connaissance de l'angle a ou du rapport $\frac{L}{f}$, l'on obtiendra une formule qui donnera une table des poussées horizontales π_r, pour tous les systèmes de voûtes semblables correspondant aux différentes valeurs de K et de $\frac{L}{f}$.

La table F, limitée à sept valeurs du rapport $\frac{L}{f}$, comprend néanmoins les voûtes les plus usitées. En calculant, dans chacun de ces systèmes, les autres données qui se déduisent de la connaissance de $\frac{L}{f}$, on trouve pour :

$L = 4f$	sin. $a = 0{,}800000$	$a = 53° 7' 30''$	$r = \frac{5}{2} f$
$L = 5f$	sin. $a = 0{,}689655$	$a = 43° 36' 10''$	$r = \frac{29}{8} f$
$L = 6f$	sin. $a = 0{,}600000$	$a = 36° 52' 10''$	$r = 5 f$
$L = 7f$	sin. $a = 0{,}528300$	$a = 31° 53' 26''$	$r = \frac{53}{8} f$
$L = 8f$	sin. $a = 0{,}470588$	$a = 28° 4' 20''$	$r = \frac{17}{2} f$
$L = 10f$	sin. $a = 0{,}384615$	$a = 22° 37' 10''$	$r = 13 f$
$L = 16f$	sin. $a = 0{,}246154$	$a = 14° 15' 0''$	$r = 32{,}5 f$

Ces données et la relation (a') ont servi à calculer une partie des colonnes de la table F ; l'autre partie, qui comprend les poussées de glissement π_g, pour les cas où elles l'emportent sur π_r, a été calculée de la manière suivante.

Si le demi-angle au centre a surpasse 26°, les poussées π_g doivent être calculées, comme pour les voûtes en plein cintre, par la formule (d) :

$$\pi_g = 0{,}15304\,(K^2 - 1)\,r^2 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (d)$$

et, par conséquent, au moyen de la table B.

Si a est $< 26°$, il suffit de mettre sa valeur à la place de z dans l'équation générale :

$$\pi_g = \frac{1}{2}\,r^2\,(K^2 - 1)\,\frac{z}{\text{tang.}\,(z + 30°)}$$

Pour les cinq premiers systèmes, dont l'angle a est $> 26°$, on cherchera, dans la table B, les valeurs de π_r et de π_g correspondant à une même valeur de K, et on prendra la plus grande de ces deux quantités. C'est ce qu'a fait M. Petit, et une barre horizontale indique, dans chaque colonne de la table F, l'instant où l'on doit commencer à considérer les poussées π_g, qui ne sont que la reproduction de celles de la table B.

Dans les deux derniers systèmes, $L = 10\,f$ et $L = 16\,f$, le demi-angle a est $< 26°$. Dès lors, il faut calculer directement π_g, sous l'angle de 22°37′10″ pour le premier, et sous celui de 14°15′ pour le second ; ces poussées seront plus petites que celles qui se rapportent à l'angle de 26°, et l'on aura :

$$L = 10\,f \quad \pi_g = 0{,}15082\,(K^2 - 1)\,r^2$$
$$L = 16\,f \quad \pi_g = 0{,}12765\,(K^2 - 1)\,r^2$$

Si l'on compare, comme précédemment, le moment de la demi-voûte, pris par rapport à l'arête extérieure A des naissances, au moment de la poussée horizontale relativement au même point, on trouve que, dans tous les systèmes de la table F, le moment de la demi-voûte l'emporte constamment sur celui de la poussée, et que l'excès est d'autant plus grand que l'arc est plus surbaissé ; l'on a donc :

$$\left[\frac{1}{2}\,K\,(K^2 - 1)\,a\,\sin.\,a - \frac{1}{3}\,(K^3 - 1)\,(1 - \cos.\,a)\right] r^3 > KC\,(1 - \cos.\,a)\,r^3$$

Ainsi pour tous les systèmes surbaissés, depuis $L = 4f$, il n'y aura jamais écroulement après décintrement, et par suite pas de limite *minima* pour l'épaisseur à donner à ces voûtes.

Pour celles qui se rapprochent du plein cintre, c'est-à-dire où L est $< 4f$, il y aurait une limite *minima* d'épaisseur, mais elle correspondrait à des dimensions de voûtes tout à fait hors de pratique.

Contrairement aux voûtes en plein cintre, celles en arc de cercle peuvent, dans certains cas, éprouver un glissement vers leurs naissances.

La table F permet de trouver les limites qui séparent entre elles les voûtes stables de celles qui sont susceptibles de glisser sur le plan horizontal passant par l'arête inférieure des naissances.

En effet, cette table donne les valeurs de la poussée π_g ; quant au frottement qui s'oppose au glissement, sur cette section horizontale du piédroit, on peut, en négligeant le petit trapèze supérieur, le représenter par :

$$\frac{1}{2} fa\,(R^2 - r^2) = \frac{1}{2} far^2\,(K^2 - 1) = 0{,}38\, ar^2\,(K^2 - 1)$$

en faisant, avec M. Boistard $f = 0{,}76$, à cause des joints non polis des assises du piédroit.

Or, si l'on compare les valeurs que prend l'expression précédente à celles de la poussée π_g , pour de mêmes valeurs de K, l'on conclut qu'il y aura glissement dans les circonstances suivantes :

$$L = 4f \qquad K = \text{ou} < 1{,}06$$
$$L = 5f = 6f = 7f = 8f = 10f \qquad K = \text{ou} < 1{,}15$$

Pour le système $L = 16f$, et toutes les voûtes plus surbaissées, le glissement a lieu quel que soit le rapport K, c'est-à-dire sous une épaisseur quelconque.

L'on peut ainsi connaître *a priori* les limites au delà desquelles il devient nécessaire d'employer des moyens d'art pour empêcher certaines voûtes en arc, extradossées parallèlement, de glisser sur les assises supérieures de leurs piédroits. Toutefois, il faut remarquer que le petit trapèze que l'on a négligé plus haut, contribue à augmenter la stabilité de la voûte.

On peut conclure de ce qui précède, qu'il n'y aurait aucune diffi-

culté à construire des tables analogues à la table F, pour des voûtes en arc extradossées en chape, sous diverses inclinaisons i, si l'on possédait, au préalable, le calcul des voûtes en plein cintre ayant les mêmes inclinaisons i de la chape, c'est-à-dire des tables analogues à la table D.

Il en est de même pour les voûtes en arc extradossées de niveau.

Ainsi que nous l'avons vu, MM. Audoy, de Garidel et Petit ont admis, pour établir leur théorie : 1° que les voûtes sans chape sont toujours extradossées parallèlement; 2° que les chapes, quand il en existe, sont tangentes à l'extrados en arc qui est parallèle à l'arc d'intrados et qui limite la *voûte primitive*.

Or, si l'on désigne par σ' le rapport des résistances aux poussées, c'est-à-dire :

$$\sigma' = \frac{R_r}{\pi_r} \quad \text{ou bien} = \frac{R_g}{\pi_g}$$

les hypothèses précédentes admises par les ingénieurs en question présentent l'inconvénient de faire décroître σ', autrement dit *le coefficient de stabilité de la voûte sur ses naissanees*, à mesure que l'épaisseur e de cette voûte diminue, et cela, au point de produire parfois des voûtes instables à partir d'une certaine limite d'épaisseur qui serait cependant très-admissible en pratique.

Il est facile de reconnaître que cet inconvénient peut être évité si, au lieu de donner à la voûte primitive un extrados parallèle à l'intrados, on ne détermine que l'épaisseur à la clef, et si l'on profite de l'indétermination des autres points de la courbe d'intrados pour faire croître l'épaisseur de la voûte à partir du sommet. L'on conçoit, en effet, qu'en agissant ainsi l'on fait croître le bras de levier de la résistance, et par conséquent son moment, en augmentant la distance du point de rotation à la verticale passant par le sommet.

Afin d'éviter de grandes difficultés d'appareils, et, par suite, un surcroît de dépense, les praticiens ont introduit très-peu de variété dans le tracé des directrices d'intrados des voûtes cylindriques, directrices qui se composent, d'ordinaire, d'un arc ou de plusieurs arcs de cercle; il n'y a d'exception que pour les tracés en ellipse et en plate-bande; encore ce dernier peut-il être considéré comme un cas parti-

culier, et l'autre, quoique d'un appareil assez facile, est presque toujours remplacé par une anse de panier, à 5, 7 ou 9 centres, qui en diffère assez peu pour conserver la grâce de son contour.

L'*intrados* d'une voûte cylindrique est donc formé, en général, de l'un des tracés suivants : l'ogive, le plein cintre, l'anse de panier, l'arc de cercle, la plate-bande. L'expérience a prouvé qu'il n'est pas nécessaire de recourir à d'autres formes pour obtenir une stabilité suffisante dans toutes les hypothèses qu'on peut faire sur la grandeur et la distribution des charges.

Quant à l'*extrados* définitif, il suffit encore de lui donner pour directrice, soit deux droites formant chape, soit une courbe dont la forme se rapproche plus ou moins de celle de l'intrados. Mais, dans tous les cas, sauf pour les plates-bandes, on commence par construire la voûte avec un extrados en arc, et ce n'est guère qu'après le décintrement qu'on ajoute les surcharges qui doivent prendre la forme de l'extrados définitif; c'est cette voûte à extrados en arc, que l'on doit chercher à rendre stable sur ses naissances, et que nous avons désignée sous le nom de *voûte primitive*.

L'intrados d'une voûte étant déterminé, la première chose à connaître c'est l'épaisseur e au sommet. Or, l'instabilité d'une voûte, sous l'action des mêmes surcharges accidentelles, étant d'autant plus grande que le rapport du poids de celles-ci à celui de la voûte entière est plus considérable, il est évident que cette dernière doit offrir un excédant de solidité ou d'épaisseur d'autant plus notable que ses dimensions sont plus petites; aussi, nous verrons plus loin, que, dans les formules pratiques qui servent à déterminer e, la stabilité augmentant avec l'épaisseur, il entre toujours un terme constant et un autre qui est fonction de l'intrados.

Dans le n° 12, tome I du *Mémorial de l'officier du génie*, M. le colonel *Poncelet* a présenté une méthode graphique, au moyen de laquelle on peut obtenir toutes les quantités qui entrent dans les équations d'équilibre des voûtes, quelle que soit la forme de l'intrados, de l'extrados en arc, des chapes et des surcharges.

C'est à l'aide d'épures construites par le procédé graphique de M. Poncelet, que l'on a formé des tables plus complètes que celles de M. Petit, en disposant la forme de l'extrados en arc, de façon à

obtenir, sans compliquer le tracé, des voûtes stables sur leurs naissances, sous des épaisseurs quelconques au sommet.

Le calcul de ces tables, commencé par M. le colonel *Ardant*, a été étendu par M. le capitaine du génie *Michon*, qui en a fait l'objet d'un mémoire exposé au tome IX du *Mémorial*.

Afin de simplifier le tracé, M. Michon a admis en principe : 1° que la directrice de l'extrados serait une courbe du même genre que celle de l'intrados, c'est-à-dire un arc de cercle pour les voûtes en plein cintre ou en arc, une anse de panier pour les voûtes en anse de panier; 2° que l'on ferait croître, quand cela serait nécessaire, l'épaisseur aux naissances de façon à y obtenir une stabilité suffisante; 3° que l'on maintiendrait, comme M. Petit, un extrados parallèle pour la voûte primitive, tant que l'on pourrait, par ce tracé, conserver un coefficient de stabilité σ' supérieur à 1,40 pour les voûtes fortes, et une stabilité un peu moindre pour les voûtes moyennes ou légères, attendu que, dans ces dernières, il est d'usage de garnir les reins avant le décintrement ou de prolonger extérieurement les piédroits; 4° que l'on réaliserait une stabilité suffisante, à mesure que le rapport $\frac{e}{r}$ de l'épaisseur au sommet au *rayon moyen* diminuerait, en augmentant l'épaisseur e'' aux naissances, et en prenant pour directrice de l'extrados une courbe du même genre que celle de l'intrados et déterminée par la condition de passer par les extrémités des épaisseurs adoptées e et e'' au sommet et aux naissances; 5° que, dans les voûtes en chape, la directrice de cette chape serait une droite tangente à la courbe d'extrados de la voûte primitive, et faisant un angle donné avec l'horizon. Que latéralement, on prendrait pour limite fictive du profil de la voûte, considérée sur ses naissances, la verticale passant par le point inférieur de l'extrados.

Dans le plein cintre, le rayon moyen r n'est rien autre que celui de l'intrados; dans les voûtes en arc, il est donné par la relation :

$$r = \frac{f^2 + l^2}{2f}$$

où l représente la demi-portée et f la flèche.

Pour les voûtes en anse de panier, c'est le rayon de la circonférence qui passe par les naissances et le sommet de l'intrados.

Quelques auteurs admettent en principe que, pour obtenir une voûte stable, dans le cas du plein cintre et de l'extrados en arc, il faut lui donner aux reins, ou vers les rayons qui font un angle de 30° avec l'horizon, une épaisseur e' double de celle du sommet.

Cette règle, qui du reste ne saurait être applicable aux voûtes fortes, dans lesquelles on aurait :

$$K = \frac{r+e}{r} > 1{,}25$$

a conduit d'abord M. Michon à déterminer l'extrados en arc des voûtes en plein cintre par l'épaisseur e' aux reins. La table A', dans laquelle il a indiqué ce calcul, fait voir que ce genre de voûtes conserve une stabilité suffisante jusqu'à la valeur de $K = 1{,}08$ quoique, à cette limite, l'épaisseur aux reins ne soit pas encore double de celle du sommet; tandis que pour $K = 1{,}02$, qui correspond, il est vrai, à des voûtes très-légères, on n'obtient pour coefficient de stabilité σ' que 1,14, même en faisant $e' = 3\ e$.

La règle énoncée n'ayant donc rien d'exact, M. Michon a déterminé l'extrados d'après les épaisseurs e et e'', cette méthode présentant en outre plus de facilité pour le tracé de l'extrados des voûtes en anse de panier.

Quand l'extrados de la voûte primitive est un arc de cercle, il suffit, pour le tracé, d'en connaître le rayon r', à l'aide des quantités données r, e et e'', où r est le rayon d'intrados du plein cintre ; on le calculera par la formule :

$$r' = \frac{(r+e)^2 + (r+e'')^2}{2\,(r+e)}$$

L'examen des cinq premières tables de M. Michon, dont nous reproduisons plus loin quelques extraits, permet de conclure par comparaison, que les coefficients de stabilité σ', relatifs aux mêmes valeurs de K, ont leur valeur *maxima* dans les voûtes extradossées horizontalement, c'est-à-dire à chape horizontale ; qu'ils vont en décroissant à mesure que l'angle i (fig. 71) diminue, et qu'ils descendent même au-dessous de l'unité pour les voûtes en chape inclinées à 30 et à 45° sur l'horizon, correspondantes aux valeurs inférieures de K.

Quant aux voûtes extradossées en arc de cercle, leurs coefficients

de stabilité sont compris entre ceux des voûtes extradossées en chape à 15 et à 30°.

L'on peut encore déduire de ces tables que, pour les voûtes à extrados circulaire, en chape à 15°, ou de niveau, et pour les valeurs de K comprises entre 1,25 et 1,08, c'est-à-dire les plus usuelles, l'angle de rupture par rotation est compris entre 62 et 56°, mesurés à partir de la verticale, et que c'est pour la voûte à extrados en arc qu'il subit le plus de variations.

Dans les voûtes en chape à 30 et à 45°, l'angle de rupture se trouve compris entre 54 et 42°, dans les mêmes limites de K.

Dans les voûtes en arc de cercle, l'intrados est déterminé lorsqu'on connaît deux des dimensions suivantes : 1° le rayon r; 2° la corde ou l'ouverture $2\,l$; 3° l'angle au centre $2\,\alpha$; 4° la flèche f.

L'on peut, en effet, calculer les deux autres quantités au moyen de deux des relations :

$$r = \frac{l^2 + f^2}{2f} = \frac{l}{\sin.\,\alpha}$$

$$\alpha = \text{arc}\left(\sin. = \frac{l}{r}\right) = \text{arc.}\left(\sin. = \frac{2\,lf}{l^2 + f^2}\right)$$

$$f = r - r\cos.\,\alpha = r\,(1 - \cos.\,\alpha)$$

Toutes les valeurs des tables de M. Michon sont données en fonction de r et de $2\,\alpha$.

L'auteur a laissé constamment l'extrados de la voûte primitive parallèle à l'intrados, attendu que les voûtes en arc n'ont guère à craindre de rupture par rotation, et que, dès lors, il n'y a pas nécessité d'augmenter le bras de levier de la demi-voûte. Toutefois, dans le cas de voûtes minces correspondant à une grande valeur de $2\,\alpha$, M. Michon recommande de prolonger les joints des voussoirs inférieurs, dans l'épaisseur de la surcharge que l'on ajoute d'ordinaire aux reins avant le décintrement, ou dans le massif qui doit former la chape, s'il y en a une.

Ainsi que nous l'avons déjà vu, il est impossible, pour les voûtes primitives en arc, d'obtenir la stabilité sur les naissances, si l'on suppose cette base horizontale. Mais les coefficients de stabilité donnés par les tables, ou le rapport de la résistance *minima* à la poussée

maxima, donnent immédiatement le profil de la surcharge de maçonnerie qu'il faut ajouter au-dessus des naissances pour obtenir une stabilité suffisante contre le glissement. En effet, il suffira, pour avoir ce profil, de multiplier le coefficient de r^2, dans l'expression de la poussée, par l'excès de 1,10 ou de l'unité sur le coefficient de stabilité donné par les tables, et de diviser ce produit par tang. $\theta = 0,57735$; le quotient ainsi obtenu multiplié par r^2 sera le profil cherché.

La poussée par glissement est d'autant plus énergique que l'arc sous-tend un angle plus petit. Ainsi, quand l'angle $2\alpha = 10°$, cette poussée l'emporte sur la tendance à la rotation pour toutes les valeurs de K considérées par l'auteur, c'est-à-dire, entre les limites 1,02 et 1,40.

Nous donnons aussi quelques-unes des tables construites par M. Michon pour les voûtes en anse de panier.

La courbe qui sert de directrice à ces voûtes est une anse de panier à trois centres, dont chaque angle sous-tend un angle de 60°. L'auteur a choisi cette forme parce que son tracé est facile et qu'elle donne une poussée un peu plus forte que les tracés à 5, 7 ou 9 centres, par suite de son surhaussement vers les reins. Du reste, les différences dans le tracé n'ont qu'une influence très-faible sur les résultats.

L'examen des tables A‴, B‴ et C‴ fait voir que, pour de mêmes valeurs de K, l'on peut appliquer aux voûtes en anse de panier les conclusions que nous avons posées, pour les voûtes en plein cintre, relativement aux variations de stabilité qui proviennent de l'inclinaison de la chape. Ainsi, ici encore, la voûte la plus stable est celle qui est extradossée de niveau, et la moins stable est celle qui a la chape la plus roide. Quand l'extrados est en anse de panier, la voûte se place entre celles du même genre extradossées en chape à 15° et celles dont la chape est inclinée à 30°.

Épaisseur à la clef.

Parmi les nombreuses formules empiriques proposées pour donner *a priori* l'épaisseur e d'une voûte à la clef, nous citerons les suivantes :

Perronnet. . . . . . $e = 0,0347\,d + 0^m325$

Léveillé . . . . . $e = \dfrac{1 + 0,10\,d}{3}$

Dans la seconde, d exprime toujours l'ouverture de la voûte, quel que soit le tracé de celle-ci. Dans la formule de Perronnet, cette valeur n'est pas si générale ; elle exprime l'ouverture pour les voûtes en plein cintre ; mais, dans les voûtes surbaissées, d représente le double du rayon qui a servi à tracer la directrice de l'intrados, si celle-ci est un arc de cercle, et l'arc supérieur de cette directrice si la voûte est en anse de panier.

Prenant pour r le rayon d'intrados des voûtes en plein cintre, ou le rayon du cercle qui passe par les naissances et le sommet d'intrados dans les voûtes en anse de panier, rayon qu'il appelle *moyen*, M. Michon propose les formules :

Voûtes à l'épreuve de la bombe	$e = 0{,}50 + 0{,}12\,r$
» fortes (ponts, souterrains) . . .	$e = 0{,}40 + 0{,}08\,r$
» moyennes (magasins, bâtiments) .	$e = 0{,}20 + 0{,}04\,r$
» légères (sans surcharge)	$e = 0{,}10 + 0{,}02\,r$

Les trois dernières sont tirées du *Cours de construction* de M. Ardant ; la deuxième s'accorde avec les épaisseurs adoptées pour les ponts par les ingénieurs des ponts et chaussées de France ; la première a été établie par analogie avec les autres, de façon à donner à peu près la même épaisseur que celle qui a été adoptée par Vauban, pour son magasin à poudre de 8 mètres de portée.

Les voûtes en arc de cercle étant d'autant moins variables de forme que la flèche est plus petite, l'influence des surcharges accidentelles y diminue avec cette flèche. D'un autre côté, la pression des voussoirs y est souvent moindre que pour le plein cintre de même rayon, parce que, dans la première de ces voûtes, la partie supérieure qui correspond au *maximum* de poussée est moindre que pour la seconde ; aussi peut-on, dans les formules précédentes de M. Ardant, réduire le coefficient du rayon de l'arc avec le surbaissement, et cette réduction peut même être de moitié quand l'arc total d'intrados est sous-tendu par un angle de 100 à 120° ; l'on a donc, dans ce cas :

Voûtes à l'épreuve	$e = 0{,}50 + 0{,}06\,r$
» fortes.	$e = 0{,}40 + 0{,}04\,r$
» moyennes	$e = 0{,}20 + 0{,}02\,r$
» légères	$e = 0{,}10 + 0{,}01\,r$

M. Michon fait remarquer avec raison que ces formules s'appliquent à des matériaux de résistance moyenne.

L'on doit encore d'autres formules empiriques à Gauthey, Rondelet, etc., qui donnent l'épaisseur e en fonction de l'ouverture seulement, de sorte qu'un pont en plein cintre et un pont en arc de cercle, surbaissé même à 1/10, devraient avoir la même épaisseur à la clef.

Quant à la formule de Perronnet et aux expressions de e proposées par M. Michon pour les voûtes en arc, elles donnent une même épaisseur à la clef pour toutes les voûtes de cette espèce dont l'intrados appartiendrait à un cercle de même rayon r, quelle que soit la flèche f, ou plutôt quel que puisse être le rapport $\frac{f}{2l}$, ou le rapport $\frac{f}{r}$ de la flèche au rayon générateur de l'intrados.

Les formules proposées jusqu'ici laissent donc à désirer. En outre, elles ne peuvent s'employer d'une manière générale, c'est-à-dire quelle que soit l'espèce de matériaux employée et pour une portée quelconque de la voûte.

Dans la détermination de l'épaisseur à la clef, il faut évidemment tenir compte :

1° De l'ouverture des voûtes;

2° De leur degré d'aplatissement.

Or, comme le rayon de courbure *maximum* de l'intrados et l'amplitude de l'arc d'intrados sont seuls en rapport avec ces deux conditions, il faudra, dans les voûtes en arc, combiner ces deux quantités, et déterminer en fonction d'elles l'épaisseur e au sommet.

Les formules que nous allons proposer sont basées sur ces principes; seulement, elles sont établies dans la prévision que le mortier employé n'ait qu'une résistance moyenne, et que l'emploi des divers matériaux formant la voûte primitive soit limité à certains dimensions du rayon d'intrados. Hors de ces limites, les épaisseurs ou queues trouvées par nos formules seraient trop fortes ou trop faibles suivant les cas, et l'on procédera alors comme nous l'indiquerons plus loin, de manière à sauvegarder à la fois les principes de *sécurité* et d'*économie;* les formules générales sont :

Voûtes en plein cintre. . $e = 0{,}30 + 0{,}07\,r$ . . . . . (1)

Voûtes en anse de panier. $e = 0{,}30 + 0{,}07\,r$ . . . . . (2)

$r = 2\,l \times 1{,}183 - 1{,}366\,f$ . . . . . (3)

La formule (1) s'applique à toutes les ouvertures avec maçonnerie ordinaire en briques.

Dans les voûtes en anse de panier, nous avons admis, comme base de calcul, que la courbe fût à trois centres avec des arcs d'amplitudes égales à 60°. Cela n'empêche pas d'y substituer, dans la pratique, une courbe à 5, 7 ou 9 centres, sauf, bien entendu, à lui donner la même flèche que celle de notre courbe type.

Voûtes en arc de cercle. — Le tableau suivant donne, pour des amplitudes données, les valeurs de e et les rapports $\frac{r}{f}$.

ÉLÉMENTS DES ARCS.			ÉPAISSEUR
AMPLITUDE $= 2\alpha$	RAYON $= r$.	FLÈCHE $= f$.	A LA CLEF $= e$.
120°	$2l \times 0{,}577$	$2l \times 0{,}289$	$0{,}30 + 0{,}07\ r$
90°	$2l \times 0{,}707$	$2l \times 0{,}207$	$0{,}30 + 0{,}05\ r$
60°	$2l \times 1{,}000$	$2l \times 0{,}134$	$0{,}30 + 0{,}04\ r$
50°	$2l \times 1{,}183$	$2l \times 0{,}111$	$0{,}30 + 0{,}03\ r$
40°	$2l \times 1{,}462$	$2l \times 0{,}092$	$0{,}30 + 0{,}02\ r$

Pour les voûtes établies sous de grandes charges de remblais, et quelle que soit leur ouverture, on ajoutera une surépaisseur de 0^m02 par mètre de remblai au-dessus de l'extrados.

Les formules pratiques que nous venons de donner pour déterminer e sont établies dans l'hypothèse que l'emploi des matériaux de diverse nature formant l'intrados des voûtes, sera limité aux dimensions *minima* et *maxima* indiquées au tableau ci-après, pour le plus grand rayon de courbure des voûtes :

NATURE DES MATÉRIAUX EMPLOYÉS dans les maçonneries.	RAYON MAXIMUM d'emploi R.	QUEUE MOYENNE MINIMA correspondant au rayon R.	RÉSISTANCE PRATIQUE MAXIMA par centimètre carré à faire supporter aux maçonneries.	
			à la clef	à la base des piédroits.
Moellons bruts informes ou béton.	2^m00 à (3^m00)		1^k00	5^k00
Moellons bruts susceptibles d'assise, tels que calcaires jurassiques, trachytes lamellés, etc.	4^m00 à (5^m00)	0,25 à 0,30	2^k50	8^k00
Moellons smillés	8^m00	0,33	4^k00	12^k00
Moellons piqués ou briques.	14^m00	0,40	5^k50	15^k00
Pierre de taille.	20^m00	0,60	7^k00	20^k00
Au-dessus de R = 20 la queue moyenne de la pierre de taille devra augmenter de 0^m03 par mètre supplémentaire de rayon.				

Ce tableau est établi dans l'hypothèse que la chaux sera moyennement hydraulique, sauf pour les quantités (3^m00) et (5^m00) qui se rapportent à l'emploi d'une chaux éminemment hydraulique.

Comme il peut arriver que l'on veuille appliquer certains matériaux à des voûtes d'une ouverture moindre que la limite *maxima*, ou plus généralement, substituer aux matériaux prévus dans les formules conformément au tableau précédent, d'autres matériaux de plus ou moins de résistance, on prendra pour nouvelle valeur E′ celle qui est donnée par la relation suivante :

$$E' = \frac{E}{\sqrt{\frac{R'}{R}}}$$

dans laquelle : E exprime l'épaisseur déterminée d'après la formule pratique ;

R le rayon d'intrados *maximum* d'emploi correspondant à E ;

R′ le rayon *maximum* d'emploi des matériaux que l'on veut substituer à ceux qui pourraient être utilement employés d'après le tableau ;

E′ l'épaisseur modifiée en raison des matériaux substitués à ceux qui sont prévus d'après le tableau, par la formule pratique, comme réunissant l'économie à une solidité suffisante.

Afin de bien faire comprendre ces modifications, nous allons en donner deux exemples.

Supposons un pont à voûte en anse de panier, dans lequel R = 8,00. Le tableau indique que l'on peut y employer avantageusement le moellon smillé, c'est-à-dire que pour cette espèce de matériaux la formule pratique (2) est satisfaite; l'on aurait donc alors :

$$E = 0{,}30 + 0{,}05\,R \;\ldots\ldots\ldots\; (2)$$
$$E = 0{,}70$$

Admettons qu'au lieu de moellon smillé on veuille employer de la pierre de taille. La limite de celle-ci s'étend jusqu'à 20 mètres; il en résulte :

$$E' = \frac{0{,}70}{\sqrt{\frac{20}{8}}} = 0{,}51$$

Or, le tableau indique que, pour R = 20^{m} la pierre de taille doit avoir une queue moyenne de 0,60 ; comme le résultat E′ est inférieur à cette limite, on n'est plus dans les mêmes conditions d'emploi, et l'on doit conclure que le rayon *maximum* d'emploi des matériaux doit être inférieur à 20 mètres. Dès lors, si l'on veut rester dans les limites assignées à chaque espèce de matériaux, il faut, ou conserver le moellon smillé ou lui substituer du moellon piqué, ce qui est possible, attendu que pour ce dernier l'on aurait :

$$E' = \frac{0{,}70}{\sqrt{\frac{14}{8}}} = 0{,}53$$

valeur supérieure à la limite *minima* 0,40 donnée par le tableau pour la queue du moellon piqué.

Considérons maintenant une arche en plein cintre, par exemple celle du viaduc de Saint-Germain, pour laquelle $R = 5^m00$.

$$E = 0,30 + 0,07\,R \;\ldots\ldots\ldots\; (1)$$
$$E = 0,65$$

On aurait dû, d'après le tableau, y employer du moellon smillé, pour réunir l'économie à la solidité; mais on y a substitué de la maçonnerie brute de pierre meulière, pour laquelle $R' = 2^m00$. D'où :

$$E' = \frac{0,65}{\sqrt{\frac{2}{5}}} = 1,00$$

L'on a donné en effet à la clef une épaisseur $E' = 0^m95$.

Le premier exemple que nous venons de citer conduit à la conclusion suivante : toutes les fois que l'épaisseur à la clef, obtenue pour une espèce de matériaux substituée à celle que l'on aurait pu employer d'après le tableau, sera plus faible que la queue moyenne des matériaux substitués fixée au tableau, on devra considérer cette substitution comme impossible, et établir la limite *minima* d'épaisseur à la clef avec une sorte de matériaux dont la queue moyenne ne soit pas supérieure à l'épaisseur obtenue.

En procédant ainsi on se tiendra dans des limites certaines de sécurité et d'économie.

Cette épaisseur *minima* étant ainsi déterminée, il est évident qu'il sera toujours loisible d'employer de la pierre de taille au lieu de moellon piqué, et du moellon piqué au lieu de moellon smillé.

MÉTHODES GRAPHIQUES.

Ainsi que nous l'avons dit, M. Poncelet a présenté, dans le n° 12 du *Mémorial du Génie,* une méthode graphique au moyen de laquelle on peut trouver, par construction, les quantités qui entrent dans les équations d'équilibre des voûtes.

On doit à M. *Mary,* ingénieur français, un procédé analogue très-pratique, qui permet d'obtenir les principaux éléments nécessaires pour déterminer les épaisseurs des voûtes cylindriques de toutes les

formes et celles de leurs piédroits. Ce procédé est basé sur le principe suivant.

Lorsqu'une voûte est en équilibre, quel que soit le mode de répartition des pressions sur les différents points d'un même joint de la voûte, leur ensemble peut être remplacé par une résultante unique p, appliquée en un certain point x du joint en question. Dès lors, si ce dernier est considéré comme joint de rupture, la voûte devra être tenue en équilibre par cette pression p appliquée au point x, et par la poussée horizontale P, qui agit au sommet de la voûte.

Comme il existe, sur tous les autres joints, une série de points respectifs x', x'', x''', etc., analogues au point x, cette série détermine une courbe que M. Mary appelle *courbe des pressions*, et qui est très-propre à éclairer sur l'équilibre de la voûte.

En effet, si cette courbe passe au sommet C (fig. 72) de la voûte, au point B de l'intrados et au point extérieur A, cela indique que la rupture tend à se faire à l'intrados du joint de la clef Cd, à l'extrados du joint BA, et que le piédroit tend à tourner autour de l'arête extérieure A'.

Si la courbe des pressions, sans atteindre les points C, B, A', s'en rapproche plus ou moins, cette position montre encore que les points C et B sont les plus faibles de la voûte.

Quoique l'on ne connaisse rien de positif concernant la manière dont la pression se répartit sur un même joint, on admet généralement qu'étant à son *maximum* en i elle décroît proportionnellement à la distance de ce point à celui que l'on considère sur le joint ih.

Soit K une longueur représentant la pression *maxima* en i; supposons que K soit la base d'un triangle rectangle ayant pour hauteur une partie $\overline{ih'} = 2\,\overline{ix'}$. La surface de ce triangle pourra représenter la pression totale, si l'on suppose que la pression décroît de façon à être nulle au point h'; en effet, le centre de gravité du triangle est en x' en vertu de la relation $\overline{ih'} = 2\,\overline{ix'}$; ce point répond donc à une valeur moyenne des parallèles à la base K, par conséquent il coïncide avec le point x' de la courbe des pressions pour lequel nous avons supposé une pression moyenne.

Cela posé, comme il est évident qu'au point i la pression K ne doit pas dépasser la limite que comporte la pierre, il en résulte que la

partie ix' doit être capable de supporter une charge représentée par $K \times \overline{ix'}$, et, comme la pression totale sur le joint ih est $K \times \frac{3}{2}\overline{ix'}$, l'on voit que ix' doit être capable de supporter les 2/3 de la charge totale et non la moitié.

La pression s'exerçant suivant la tangente à la courbe des pressions, cette courbe, par son inclinaison sur les divers joints, sert encore à faire connaître ceux où le glissement est à craindre. Si l'on désigne par α l'angle que fait la direction de la pression avec le joint du voussoir, l'effort qui agit suivant la direction du joint pour produire le glissement est $p \cos. \alpha$; l'effort normal au joint est $p \sin. \alpha$, et comme l'on adopte généralement 0,76 pour valeur du coefficient de frottement, on doit avoir, pour qu'il y ait résistance au glissement :

$$p \cos. \alpha < p \sin. \alpha \times 0{,}76$$

$$\cos. \alpha < 0{,}76 \sin. \alpha$$

Une voûte exigeant, pour sa stabilité, que son épaisseur et celle de ses piédroits soient plus considérables que ne l'exige l'équilibre statique, on conçoit que la courbe des pressions peut y prendre une infinité de positions différentes, sans qu'il soit possible de préciser celle qui se réalisera ; cette position dépend en effet des tassements, que l'on ne peut prévoir exactement, et des surcharges accidentelles auxquelles la voûte peut être soumise.

Prenons, sur le plan des naissances BA, le point x paraissant par ses distances aux points B et A devoir appartenir à la courbe des pressions, les parties Bx et xA devant chacune pouvoir supporter sans s'écraser les 2/3 de la charge du joint AB. Prenons également sur le joint vertical Cd le point x''', paraissant par sa distance au point C appartenir à la courbe des pressions, et proposons-nous de tracer cette courbe passant par x et x''', c'est-à-dire de trouver les points où elle rencontre les joints fe, ih, etc.

Ayant déterminé le poids du voussoir CdBA, et son centre de gravité X, prolongeons la verticale GX jusqu'en K, menons Kx, prenons KS proportionnel au poids trouvé, et achevons le parallélogramme KSRT.

La longueur KT sera proportionnelle à la poussée horizontale, et la diagonale KR le sera à la pression totale p sur le joint AB.

Soit maintenant *rg* la verticale passant par le centre de gravité du voussoir C*dfe*, et *r'g'* la verticale analogue du voussoir C*dih*. Prenons les lignes *rs* et *r's'* proportionnelles aux poids respectifs de ces deux voussoirs ; *rv* et *r'v'* égales à la poussée horizontale KT ; construisons les parallélogrammes *rstv* et *r's't'v'*. Les diagonales *rt* et *r't'*, représentent l'intensité et la direction de la pression sur les joints *ef* et *ih*, et les points x'' et x', où ces diagonales prolongées rencontrent les joints précités, sont des points de la courbe cherchée.

Si les points x et x''' ont été mal choisis, on ne tarde pas à s'en apercevoir ; la courbe que l'on obtient sort des limites convenables ou conduit à une épaisseur démesurée de piédroits. On fait alors une nouvelle hypothèse, en se servant évidemment des poids et des centres de gravité déjà déterminés.

La voûte étant censée construite en matériaux assez résistants pour que la pression puisse s'exercer sur les arêtes des voussoirs sans les écraser, il est évident qu'il y aura équilibre tant que la courbe des pressions ne dépassera en aucun point le contour de la section des voussoirs.

Avec les matériaux ordinairement employés, les distances de la courbe aux extrémités de chaque joint doivent être telles, que sur chacune d'elles le voussoir soit capable de supporter une charge uniformément répartie égale aux 2/3 de la charge totale qui presse le joint.

Lorsque deux voûtes opposées s'appuient sur un même piédroit, on peut se contenter de l'épaisseur statique, c'est-à-dire celle où la courbe des pressions passe aux extrémités des joints de la clef, des reins et du plan des naissances. En effet, outre que les poussées contraires rendent tout mouvement du piédroit impossible, la maçonnerie qui relie les voûtes au-dessus des naissances empêche le glissement ainsi que le renversement de la partie comprise entre les naissances et les reins. Toutefois il est indispensable de construire au moins jusqu'aux joints de rupture, avant le décintrement et le chargement, le massif de maçonnerie qui doit relier les deux voûtes.

Il est admis en principe que, dans les voûtes cylindriques, les pressions partielles qui agissent sur les différents joints des voussoirs vont en augmentant depuis le sommet jusqu'aux naissances. La courbe

des pressions étant la suite non interrompue des points d'application de ces forces partielles, il faut, pour que le système soit stable, que tous les points de la courbe se trouvent à l'intérieur de la section de la voûte, afin d'éviter tout porte-à-faux.

De cette circonstance et du principe énoncé plus haut, il résulte que l'épaisseur d'une voûte, mesurée normalement à l'intrados, celui-ci servant de base à la forme de la courbe des pressions, doit aller de même en croissant depuis la clef jusqu'aux naissances.

On peut donc admettre (1) qu'un extrados construit de manière que la *projection verticale* de la partie du rayon de courbure de l'intrados, mené en un point quelconque compris entre l'intrados et l'extrados, soit *toujours égale à l'épaisseur à la clef,* répond convenablement aux conditions d'accroissement des pressions, et donne des dimensions de corps de voûtes telles, que le travail des maçonneries en un point quelconque est à peu près le même.

Soit donc On''' (fig. 73), un rayon quelconque ; si l'on prend sur la verticale menée en n''' une longueur $n'''h''' = nD = e$, le point c' où l'horizontale $h'''c'$ rencontre le rayon On''' prolongé sera un point de la courbe d'extrados, et $n'''c'$ l'épaisseur de la voûte qui correspond à ce rayon.

Désignant par ω l'angle nOn''', et $n'''c'$ par e''', l'épaisseur numérique du corps de la voûte en un point quelconque sera :

$$e''' = \frac{e}{\cos.\ \omega}$$

Appliquons ce tracé pratique à une voûte en plein cintre.

Sur la verticale passant par le centre O de l'intrados, portons une longueur $OO' = e = nD$, et remarquons que :

$$O'D = On = r$$

Après avoir tracé l'horizontale $O'A'$, menons les rayons On', On'', On''', etc., dont les prolongements couperont la ligne $O'A'$ en des points a, b, c, etc. En portant sur chacun de ces rayons, et à partir des points a, b, c, etc., des longueurs :

$$aa' = bb' = cc' = r$$

(1) Dujardin, *Routine des voûtes.*

nous obtiendrons une série de points a', b', c', etc., qui détermineront la courbe d'extrados.

Il résulte de la construction, que dans les ponts en plein cintre ou en anse de panier, la courbe que nous venons de tracer ne descendra jamais au niveau des naissances, puisqu'elle est engendrée par le glissement de l'extrémité O' d'une ligne DO', de longueur fixe, sur une droite O'A' parallèle à celle des naissances et distante de celle-ci d'une quantité e, la direction de cette droite DO' étant en outre assujettie à passer constamment par le point O, centre de l'intrados. La courbe ainsi formée est donc une *conchoïde*, dont O'A' est l'asymptote.

Dans les voûtes en arc de cercle, la détermination de la courbe s'arrête au rayon des naissances; il suit de là que la culée s'élève au-dessus de ce plan d'une quantité égale à l'épaisseur e à la clef. Dans la pratique, on devra raccorder la partie supérieure comprise entre le dernier point de la courbe et le parement extérieur de la culée.

Pour les voûtes en anse de panier, on trace, au dessus de chacun des centres une horizontale analogue à O'A', et on procède comme pour la voûte en plein cintre.

PILES ET CULÉES.

Calcul de l'épaisseur.

Considérée à son point de vue le plus simple, la question peut s'énoncer ainsi : Étant donnée une voûte, ainsi que la hauteur de ses piédroits, trouver l'épaisseur que doivent avoir ces derniers pour résister à la poussée de la voûte.

Pour résoudre le problème, il suffit d'égaler le moment de stabilité de la demi-voûte et de son piédroit à celui de la poussée *maxima*, ces deux moments étant pris par rapport à l'arête extérieure et inférieure du piédroit.

Supposons d'abord que la voûte soit en plein cintre et à extrados parallèle; désignons par :

x l'épaisseur cherchée BA' (fig. 70);

h la hauteur connue du piédroit;

S la surface de la demi-voûte;

X la distance horizontale de son centre de gravité à la verticale passant par le point A;

X′ la partie AA′ de l'horizontale des naissances;

e l'épaisseur BA de la voûte.

Le moment de la demi-voûte par rapport au point A est SX, pour lequel nous avons trouvé précédemment :

$$SX = r^5 \left\{ \frac{1}{4} \pi K (K^2 - 1) - \frac{1}{3} (K^3 - 1) \right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (e)$$

Le moment de la demi-voûte par rapport à l'arête extérieure et inférieure du piédroit, ou, ce qui revient au même, par rapport au point A′, est S (X + X′), que l'on peut exprimer comme suit :

$$S(X + X') = SX + SX'$$

$$S(X + X') = r^5 \left\{ \frac{1}{4} \pi K (K^2 - 1) - \frac{1}{3} (K^3 - 1) \right\} + SX'$$

Reste donc à chercher SX′ ; or, nous avons :

$$S = \frac{1}{4} \pi R^2 - \frac{1}{4} \pi r^2 = \frac{1}{4} \pi r^2 (K^2 - 1)$$

$$X' = (x - e) = x - r (K - 1)$$

Par suite :

$$S(X + X') = r^5 \left\{ \frac{1}{4} \pi K (K^2 - 1) - \frac{1}{3} (K^3 - 1) \right\} + \frac{1}{4} \pi (K^2 - 1) r^2 x$$
$$- \frac{1}{4} \pi r^5 (K^2 - 1)(K - 1)$$

$$S(X + X') = r^5 \left\{ \frac{1}{4} \pi (K^2 - 1) \left[K - (K - 1) \right] - \frac{1}{3} (K^3 - 1) \right\} + \frac{1}{4} \pi (K^2 - 1) r^2 x$$

$$S(X + X') = \frac{1}{4} \pi (K^2 - 1) r^5 - \frac{1}{3} (K^3 - 1) r^5 + \frac{1}{4} \pi (K^2 - 1) r^2 x$$

Le moment du piédroit étant : $hx \times \frac{1}{2} x = \frac{1}{2} hx^2$, et le bras de levier de la poussée π_r étant $h + R = h + Kr$, l'équation d'équilibre strict sera :

$$\frac{1}{2} hx^2 + \frac{1}{4} \pi (K^2 - 1) r^2 x + r^5 \left\{ \frac{1}{4} \pi (K^2 - 1) - \frac{1}{3} (K^3 - 1) \right\} = \pi_r (Kr + h)$$

Ou bien, en remplaçant π_r par Cr^2, et divisant par $\frac{1}{2}\ h$:

$$x^2 + \frac{1}{2}\pi(K^2-1)\frac{r^2}{h}x - 2\frac{r^3}{h}\cdot\left\{CK + \frac{1}{3}(K^3-1) - \frac{1}{4}\pi(K^2-1)\right\} - 2Cr^2 = 0$$

de laquelle on tire ;

$$\frac{x}{r} = -\frac{1}{4}\pi(K^2-1)\frac{r}{h} \pm \sqrt{\frac{1}{16}\pi^2(K^2-1)\frac{r^2}{h^2} + 2\frac{r^3}{h}\left\{CK + \frac{1}{3}(K^3-1) - \frac{1}{4}\pi(K^2-1)\right\} + 2C} \quad \text{..... (M)}$$

Cette formule (M) fait connaître l'épaisseur x du piédroit, lorsqu'on donne r, K et h, car la valeur de C est fournie par la table B.

Mais les valeurs ainsi obtenues correspondant au cas de l'équilibre strict, il est nécessaire, dans la pratique, de donner aux piédroits un surcroît de stabilité; à cet effet l'on multiplie la poussée π_r, relative à l'équilibre, par un coefficient σ plus grand que l'unité. MM. Audoy et Petit ont admis pour σ la valeur 1,90 déduite de la comparaison de la formule (M) avec les résultats posés par Lahire; de sorte que, dans la pratique, on doit faire :

$$C_1 = 1{,}90\ C$$

Pour passer de la formule (M) à une autre formule (M') qui convienne à la pratique, il n'y a donc à changer dans la première que les termes CK et 2C, qui deviennent 1,90 CK et 3,80 C.

Si, dans la formule (M') ainsi obtenue, on suppose h infini, elle se réduit à la relation :

$$x = r\sqrt{2\,C_1} = \sqrt{2\,C_1 r^2} \quad \text{..... (N)}$$

Or, comme les valeurs de x obtenues par la formule (M), varient très-peu dans des limites assez étendues de h, l'on peut généralement admettre dans la pratique que la formule (N) donne une approximation suffisante.

La table B, que nous donnons plus loin, fait connaître directement les valeurs du rapport $\frac{x}{r} = \sqrt{2\,C}$ ou $\sqrt{3{,}80\ C}$ pour différentes valeurs de K.

M. Petit a établi de la même façon dans ses autres tables les valeurs de $\sqrt{2C}$ et de $\sqrt{2C_1}$ pour les voûtes en plein cintre à extrados de niveau, et pour celles qui sont extradossées en chape à 45°. Seulement, il a fait pour ces dernières : $\sigma = 2$, afin d'obtenir une stabilité équivalente à celle des constructions de Vauban. L'équation d'équilibre stable, pour une inclinaison quelconque de la chape, est alors :

$$\frac{1}{2}hx^2 + \left(\frac{K^2}{\sin. 2i} - \frac{1}{4}\pi\right)r^2x + r^3\left(\frac{K^2}{\sin. 2i} - \frac{K^3}{3\sin. 2i\cos. i} - \frac{3\pi - 4}{12}\right)$$
$$= Cr^2(Kr + h) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (P)$$

Cette *épaisseur limite* des piédroits déterminée en supposant h infini, est toujours un peu plus forte que celle que l'on obtiendrait en remplaçant h par sa valeur dans l'une des formules (M') ou (P). Aussi, lorsqu'on n'a pas besoin d'une stabilité très-grande, on peut, d'après M. Morin, réduire de 1/10 la valeur limite donnée par l'équation (N).

Il faut toujours avoir soin de s'assurer d'abord si l'on doit considérer la poussée par rotation ou celle par glissement. Ainsi, par exemple, dans le cas d'une voûte en plein cintre à extrados parallèle, si le rapport $\frac{R}{r} = K$ est plus petit que 1,44, c'est la poussée par rotation qu'il faut considérer.

M. Michon, dans son *Mémoire* déjà cité, propose, d'après M. Ardant, de déterminer l'épaisseur des piédroits au moyen de la formule suivante, plus générale que celles de M. Petit :

$$x = -\frac{S}{h} + \sqrt{\left(\frac{S}{h}\right)^2 - 2G\frac{S}{h} - \frac{2M}{h} + 2\sigma\pi_r\left(\frac{h+r+e}{h}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (R)$$

dans laquelle il représente par :

S la surface de la demi-voûte ;

G la distance horizontale du centre de gravité de la surface S à l'extrémité de la courbe d'intrados ;

M le moment de la surcharge du piédroit au-dessus du plan des naissances ;

π_r la poussée théorique, soit par rotation soit par glissement ;

σ le coefficient de stabilité sur la base inférieure du piédroit.

De toutes ces quantités, les seules qu'il soit nécessaire de chercher pour trouver x, sont S, G et π. En effet e, r et h sont donnés directement; le moment M, qui est souvent une fonction implicite de x, influe assez peu sur le résultat pour qu'il soit permis de le calculer approximativement, par exemple, à l'aide d'une première valeur de x obtenue en supprimant l'action de cette surcharge.

M. Michon a rendu les calculs très-faciles en indiquant, dans les tables jointes à son *Mémoire*, les valeurs de S, de G, de π_r et de π_y, pour un grand nombre de valeurs du rapport $\frac{r+e}{r}$.

Nous terminerons ce qui est relatif à la partie théorique de la question en exposant les formules suivantes dues à M. *Léveillé*, ingénieur en chef des ponts et chaussées de France :

$$x = (0{,}33 + 0{,}212\,d)\sqrt{\frac{h}{\mathrm{H}} \times \frac{d}{f+e}}$$

$$x = (0{,}60 + 0{,}162\,d)\sqrt{\frac{h + 0{,}25\,d}{\mathrm{H}} \times \frac{0{,}865\,d}{0{,}25\,d + e}}$$

$$x = (0{,}43 + 0{,}154\,d)\sqrt{\frac{h + 0{,}54\,d}{\mathrm{H}} \times \frac{0{,}84\,d}{0{,}465\,b + e}}$$

La première formule convient pour les voûtes en arc; la deuxième pour celles en plein cintre; la troisième pour l'anse de panier.

Dans ces formules, H représente la distance verticale entre le dessus des fondations et le niveau supérieur de la surcharge; si donc h' est l'épaisseur de cette dernière, on a :

$$\mathrm{H} = h + f + e + h'$$

h étant la hauteur du piédroit, prise sous les naissances; si la surcharge est en terre, il faut remplacer h' par $h' \times \frac{p}{p'}$, en représentant respectivement par p et p' les densités de la terre et de la maçonnerie.

La formule des voûtes en anse de panier a été établie dans l'hypothèse que l'intrados soit une ellipse ayant pour grand axe l'ouverture d, et $b = f$ pour petit axe.

Les épaisseurs de piédroit déterminées par l'une des formules

précédentes ne peuvent évidemment convenir d'une manière absolue aux culées des ponts, attendu que celles-ci sont généralement adossées à des remblais, dont la poussée agit en sens inverse de celle qui est engendrée par la voûte.

Cette poussée, due à l'action des terres, est peu importante lorsque les piédroits ont une faible hauteur, et qu'elle est contre-balancée en partie par la pression des eaux. Mais dans les circonstances ordinaires de la pratique, la méthode précédente conduirait à des dimensions exagérées, ou au moins à un surcroît inutile de dépense, si l'on n'introduisait dans l'équation d'équilibre toutes les forces qui agissent sur le piédroit.

D'un autre côté, lorsque la surcharge est considérable et que la hauteur h du piédroit est très-grande, les culées des ponts tendent plus souvent à se déverser à l'intérieur que vers les terres.

Il peut donc arriver un moment, ainsi que nous l'avons déjà dit dans notre *Deuxième partie,* où il soit nécessaire d'augmenter l'épaisseur du piédroit ou de la culée, non plus pour résister à la poussée de la voûte, mais bien pour contre-balancer, par l'inertie de la maçonnerie, la pression latérale des terres.

Considéré d'une manière générale, le problème présenterait donc de sérieuses difficultés, si l'on voulait établir rigoureusement l'équation d'équilibre pour tous les cas de la pratique.

La méthode la plus simple et qui offre en même temps le plus de garanties consiste à déterminer la valeur du coefficient σ des équations (M) (P) (R), etc., d'après l'observation de ponts existants, semblables à ceux que l'on se propose de construire, remarquables par la hardiesse et l'élégance de leur construction et ayant acquis, sous le rapport de la solidité, la sanction du temps.

A cet effet, dans l'une des formules de M. Petit ou de M. Michon, on donnera pour valeur à x l'épaisseur E des culées du pont choisi pour modèle, et l'on en déduira la valeur correspondante de σ, qui sera souvent inférieure à l'unité.

Un calcul analogue, exécuté pour une série de voûtes et de ponts-types différents, permettra de prendre pour σ une valeur moyenne que l'on adoptera dans la pratique.

C'est par l'observation et la comparaison d'un grand nombre d'ou-

vrages d'art de l'espèce que l'on est parvenu à établir les formules pratiques suivantes.

Formules pratiques.

Culées. — Soit E l'épaisseur des culées *au plan des naissances*, pour toutes formes de voûtes ; H leur hauteur ; *e* l'épaisseur à la clef ; R le rayon d'intrados servant à déterminer cette épaisseur *e* dans les formules pratiques posées plus haut, et L l'ouverture.

$$E = 0{,}20 + 0{,}30\,(R + 2\,e) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (m)$$
$$H = \text{ou} < L \times 1{,}50$$

La valeur $H = L \times 1{,}50$ correspond à la limite des bonnes conditions de stabilité ; elle offre aussi, pour les ponts à une seule arche, la forme la plus convenable sous le rapport de l'aspect de solidité que doivent présenter les travaux publics.

A cette valeur de E l'on devra ajouter, pour la base du piédroit, le front du parement du côté des terres, qui est censé de 1/5 à 1/6. Quant au parement du côté de l'eau, il est censé vertical.

D'après les développements donnés par Rondelet, dans son *Art de bâtir*, on trouve :

1° Que l'épaisseur des piédroits d'une voûte en plein cintre étant 1, l'épaisseur des piédroits, pour une même ouverture, sera :

Voûte en plein cintre	= 1,00
Id. ogivale tiers-point	= 0,70
Id. surbaissée à 1/3	= 1,18
Id. id. à 1/6	= 1,35
Id. id. à 1/10	= 1,40
Plate-bande	= 1,42

2° Que, sous le rapport de la poussée, on a les relations suivantes :

Voûte en plein cintre	= 1,00
Id. ogivale tiers-point	= 0,50
Id. surbaissée à 1/3	= 1,40
Id. id. à 1/6	= 1,91
Id. id. à 1/10	= 1,93
Plate-bande	= 1,95

La formule (*m*) ayant été appliquée à un grand nombre d'ouvrages d'art existants, l'on a trouvé que les accroissements de culées, par rapport au plein cintre, donnés par le calcul, pour les divers surbaissements indiqués ci-dessus, étaient sensiblement proportionnels aux rapports de poussées établis par Rondelet ; c'est donc une garantie de sécurité que cette formule présente.

Piles. — Soit E l'épaisseur des piles *au plan des naissances*, et F le fruit du parement par mètre de hauteur.

Pour $L = 1^m00$ à 10^m00 . . . . . $E = 2{,}50\,e$ ..... (*n*)
$L > 10^m00$ . . . . . $E = 3\,e$ ..... (*n'*)

Dans tous les cas, l'on fera, des deux côtés de la pile :

$$F = 1/40 = 0^m025$$

Forme des piles et culées.

Nous avons fait connaître, page 197 de notre *Deuxième partie*, la meilleure forme à donner aux avant-becs des piles. Les arrière-becs peuvent avoir un contour demi-circulaire, être seulement arrondis aux angles, ou formés de demi-hexagones inscrits dans des demi-circonférences ayant la largeur de la pile pour diamètre.

L'épaisseur des culées au plan des naissances étant déterminée par la formule (*m*), on établira le parement du côté des terres avec un fruit de 1/5 par mètre de hauteur. L'épaisseur E' des culées, à la base, sera donc :

$$E' = E + 0{,}20\,H$$

Si l'on préfère avoir, vers les terres, un parement vertical, on prendra pour épaisseur la moyenne E'' des deux valeurs, soit :

$$E'' = E + 0{,}10\,H$$

Cette dernière disposition présente un inconvénient notable : c'est que la pression supportée par les maçonneries, au niveau des fondations, sera alors beaucoup plus grande que celle qui est supportée aux naissances ; ce qui peut être dangereux dans certains terrains de fondation ; d'un autre côté, ce tracé ne répond pas aussi bien, comme direction de résistance, à l'action des pressions de la voûte.

Les épaisseurs de culées données par la formule n'exigent nullement le secours de murs en retour; ceux-ci, lorsqu'on en établira, seront des conditions excédantes de stabilité.

Si l'on a, derrière les culées, de grands murs en retour dont la somme des épaisseurs moyennes soit égale environ à la demi-largeur de l'ouvrage entre les têtes, on pourra pratiquer des évidements en forme de voûtes, dans les culées, sans craindre de compromettre la solidité de l'ouvrage, tout en obtenant ainsi une notable économie.

Toutefois, il est prudent de ne pas évider la culée entre les murs en retour sur toute la hauteur, et de faire qu'il y ait toujours au plan des naissances un massif de maçonnerie d'une largeur égale à celle qui est prescrite par la formule, parce qu'il faut prévoir les tassements différents qui pourraient se produire dans les maçonneries des têtes et dans celles du corps de la voûte, par suite du glissement auquel ces dernières seraient exposées, s'il n'y avait pas une surface suffisante pour que l'adhérence résistât à la poussée.

DÉTAILS DE CONSTRUCTION ET D'ARCHITECTURE.

Sur une rivière qui n'est ni navigable ni exposée à des crues ou à des débâcles, on adopte de petites arches qui, à longueur égale de pont, sont moins coûteuses que les grandes, en supposant, bien entendu, que la nature du sol n'exige pas un surcroît relatif de dépense par suite du plus grand nombre de piles à fonder.

Quand la rivière, sans être navigable, est sujette à des crues importantes ou à des débâcles, il faut adopter des arches assez longues pour que les glaces ou autres corps flottants puissent traverser facilement les passages; sinon, il pourrait en résulter des amas de glaces, appelées embâcles, qui sont une des causes les plus fréquentes de la destruction des ponts.

En général, il faut donner aux arches une portée au moins égale à celle des arches du premier pont situé en amont de celui que l'on se propose de construire.

Sur une rivière navigable, il faut proportionner l'ouverture des passages aux dimensions des bateaux, et surtout à la vitesse du cou-

rant. Si cette vitesse est grande et si le débouché a moins de 25 mètres, il est préférable de ne faire qu'une seule arche.

Au delà de 25 mètres, on fait des arches plus petites, et au nombre de trois au moins, sauf à faire l'arche du milieu plus grande que les autres si elle était insuffisante pour la navigation.

Lorsque la pente, et par conséquent la vitesse, est faible, on peut diminuer la portée des arches; on peut même, dans ce cas, en adopter un nombre pair, en plaçant une pile vers le milieu, si cette disposition offre des avantages d'exécution qui en compensent les inconvénients.

Les voûtes en plein cintre étant les plus faciles à appareiller, tout en étant les plus solides et celles qui présentent une moindre poussée, on les emploie toutes les fois qu'elles laissent un passage suffisant à l'eau et aux bateaux jusqu'au moment où la rivière cesse d'être navigable; toutefois leur hauteur ne doit pas dépasser les limites qui permettent un abord convenable du pont.

Lorsque ces conditions ne peuvent être réalisées par le plein cintre, on a recours aux voûtes en anse de panier, et, si celles-ci ne laissent pas encore le débouché nécessaire à toute époque, on emploie les voûtes en arc de cercle plus ou moins surbaissées.

Dans ces dernières, il faut avoir soin de placer les naissances au-dessus du niveau auquel atteignent les débâcles, tant à cause des dégradations que pour éviter de rétrécir le débouché. Il est très-difficile de satisfaire à cette règle dans les voûtes en plein cintre et en anse de panier; il est vrai que, pour une élévation donnée du niveau au-dessus des naissances, le débouché est moins rétréci par ces voûtes que par celles en arc de cercle.

Afin de remédier jusqu'à un certain point à l'effet de ce rétrécissement, on a imaginé, aux ponts de Neuilly, Bordeaux, etc., d'évaser la voûte sur les plans de tête, de façon à surhausser les naissances dans ces plans jusqu'au niveau des plus hautes eaux, tout en laissant la clef à la même hauteur que dans la partie cylindrique de la voûte. Dans son mouvement, la génératrice de chacune de ces parties évasées passe successivement dans tous les plans normaux à la surface cylindrique.

Dans la pratique, on n'a jamais fait de voûtes en anse de panier, ou elliptiques, dont la flèche fût moindre que 1/5 de l'ouverture $2\,l$.

Au-dessous de cette limite on arriverait à une courbe trop plate au sommet, et qui pourrait être avantageusement remplacée par un arc de cercle surbaissé de 100/746 donnant une section de débouché égale à celle des courbes précitées.

La méthode pratique de calcul que nous avons donnée pour les épaisseurs à la clef vient fixer *a priori* sur la limite *maxima* de surbaissement qu'il convient de donner aux voûtes elliptiques ou en anse de panier, et indique ainsi le moment où l'on doit commencer à employer l'arc de cercle.

En effet, la valeur générale r pour les courbes à trois centres, dont les arcs ont des amplitudes de 60°, a été donnée par la formule (3) :

$$r = 2l \times 1{,}183 - 1{,}366 f \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

Soit r' le rayon des petits arcs :

$$r' = 2l - r$$

Faisant aussi :

$$f = 0{,}134 \times 2l = \frac{2l}{7{,}46}$$

On obtient :

$$r = 2l \times 1{,}183 - 1{,}336 \times 0{,}134 \times 2l$$
$$r = 2l$$
$$r' = 2l - r = 0$$

Ce résultat s'accorde avec le principe de géométrie en vertu duquel la corde d'un arc de 60° est égale au rayon.

Ainsi, d'après notre calcul, l'emploi des voûtes elliptiques ou en anse de panier se trouve limité entre :

$$f = \frac{2l}{2} \quad \text{et} \quad f = \frac{2l}{7{,}46}$$

En appliquant sa théorie (1) à un certain nombre d'arches en anse de panier des ponts les plus remarquables existants, M. *Yvon Villarceau*

(1) Yvon Villarceau, *Théorie des voûtes.*

a reconnu que toutes pèchent plus ou moins contre l'emploi économique des matériaux et contre le rapport qui doit exister entre la flèche et l'ouverture.

Dans les voûtes en anse de panier, ce rapport doit rester compris entre 1/3 et 1/4, et ne jamais atteindre ces limites, comme on l'a souvent fait. Il doit se rapprocher de 1/3 dans les arches d'une faible portée, et de 1/4 dans les plus grandes. Pour $f = 1/4$, les pierres ne sont plus assez résistantes ; pour $f = 1/3$, les épaisseurs données par la théorie devraient être très-grandes pour satisfaire à toutes les conditions ; en outre, les pressions dans les joints seraient faibles. Ces circonstances impliqueraient donc un vice d'économie dans l'emploi des matériaux.

La forme en plein cintre répond à des charges considérables ; elle ne convient donc guère aux arches de ponts. Celle des tunnels s'en rapproche, au contraire, à cause des énormes charges que leurs voûtes ont à supporter.

Il sera toujours avantageux et souvent nécessaire, dans les voûtes en arc de cercle, et parfois dans celles en anse de panier, de faire entrer une partie du piédroit dans la masse qui résiste au glissement.

Ainsi, dans les premières, on prolongera la voûte au-dessous du plan des naissances AB (fig. 74), par un arceau d'un rayon plus petit, dont les joints se raccordent avec les assises du piédroit ; ou bien, on placera derrière le coussinet M de longues pierres de taille, disposées verticalement en forme de gradins, qui empêcheront le glissement sur l'assise supérieure du coussinet, en les faisant participer à la résistance ainsi qu'une partie du piédroit.

Ainsi que nous l'avons vu, la poussée par glissement ne l'emporte dans les voûtes en anse de panier que pour des valeurs de K supérieures à 1,25 ou 1,30, qui se présentent rarement dans la pratique. Néanmoins si, dans certains cas, la résistance par glissement paraît trop faible, on peut l'augmenter sans surcharge ou sans une certaine surépaisseur aux naissances ; il suffit de roidir progressivement, à partir des reins, la pente primitive des joints des voussoirs, par rapport à l'horizontale, de façon à les tracer obliquement à l'intrados, et de continuer à donner de la pente aux assises supérieures du piédroit, jusqu'à ce que la portion de maçonnerie supplémentaire ainsi intro-

duite dans la résistance assure la stabilité. Cette portion du piédroit sera déterminée par la relation :

$$(S + S') \text{ tang. } \theta = \sigma \pi_g$$

dans laquelle : S représente la surface de la demi-voûte, donnée par les tables de M. Michon, S′ la section partielle du piédroit cherchée, avec ou sans surcharge; $\theta = 30°$ ou tang. $\theta = 0{,}57735$, et $\sigma = 1{,}10$ environ.

Dans les voûtes à grande portée, il est prudent de mettre des chaînes en pierre de taille de distance en distance. Elles devront avoir une queue moyenne double de celle des matériaux employés dans la construction des voûtes. Il sera bon aussi de relier entre elles les pierres d'une même chaîne à l'aide de crampons en fer scellés au ciment, ainsi que l'expérience l'a généralement sanctionné.

Les bandeaux des têtes de voûtes doivent avoir plus d'épaisseur aux naissances qu'à la clef. Cette disposition, plus rationnelle que le bandeau uniforme, donne aussi à l'ouvrage un certain cachet de solidité; on l'appelle alors *bandeau renforcé*.

Dans les voûtes d'ouverture moyenne, on donnera pour épaisseur à la clef du bandeau, la même épaisseur e qu'au corps de la voûte.

L'épaisseur du bandeau au niveau des naissances étant représentée par e', dans une voûte quelconque, on prendra pour formule générale :

$$e' = e + \frac{2l}{2} \times 0{,}025$$

ou bien :

$$e' = e + \frac{2l}{80}$$

Quand l'ouverture $2l$ ne dépassera pas 4^m00 on se bornera à faire le bandeau parallèle, afin d'éviter une sujétion assez inutile puisque le renflement serait peu sensible.

Dans les arches de très-grande ouverture, on donne souvent au bandeau une épaisseur moindre à la clef que celle que comporte le corps de la voûte; cette réduction varie de 0^m10 à 0^m20, suivant la dureté des matériaux et l'harmonie de la construction.

La clef des voussoirs de tête du bandeau doit toujours être une boutisse; autant que possible il doit en être de même pour les voussoirs des naissances.

La largeur des bandeaux des murs en ailes ou rampants sera égale à l'épaisseur h' de la plinthe du pont.

Soit H la hauteur totale de l'ouvrage, depuis le dessus des fondations jusqu'au-dessous de la plinthe, et s la saillie de cette dernière; on prendra pour formule générale :

$$h' = 0{,}20 + 0{,}02\ H$$

Si la plinthe est sans moulures, on fera :

$$s = 0{,}50\ h'$$

Dans les grands ouvrages où les plinthes sont pourvues de moulures, on fera :

$$s = 0{,}70\ h'$$

Lorsqu'on voudra gagner de la largeur, et mettre le parapet en porte-à-faux sur la plinthe, on mettra sur celle-ci une console verticale dont la hauteur sera 0,70 h'

Quant au cordon (fig. 75), des piles et culées, on lui donnera pour hauteur h, envion 1/7 de l'épaisseur e'' des piles :

$$h = \frac{1}{7}\ e''$$

Cependant, si la valeur de h, ainsi obtenue, dépassait la hauteur h' de la plinthe, il faudrait la réduire et la faire à peu près égale à cette dernière.

TABLES.

TABLE *des remous de gonflement.*

HAUTEUR du remous au-dessus du régime uniforme. $\frac{y}{H}$	DISTANCE DE LA HAUTEUR du remous $\frac{y}{H}$		HAUTEUR du remous au-dessus du régime uniforme $\frac{y}{H}$	DISTANCE DE LA HAUTEUR du remous $\frac{y}{H}$	
	A l'origine de la table. $\frac{is}{H}$	Au remous précédent.		A l'origine de la table. $\frac{is}{H}$	Au remous précédent.
0,03	0,3863	0,1419	0,80	2,0496	0,0121
0,06	0,6376	0,0675	0,85	2,1095	0,0119
0,09	0,7933	0,0461	0,90	2,1684	0,0117
0,12	0,9098	0,0359	0,95	2,2265	0,0116
0,15	1,0051	0,0300	1,00	2,2840	0,0114
0,18	1,0868	0,0261	1,10	2,3971	0,0113
0,21	1,1594	0,0233	1,20	2,5083	0,0112
0,24	1,2253	0,0213	1,30	2,6179	0,0096
0,27	1,2860	0,0198	1,40	2,7264	0,0085
0,30	1,3428	0,0185	1,50	2,8337	0,0073
0,33	1,3964	0,0175	1,60	2,9401	0,0064
0,36	1,4473	0,0167	1,70	3,0458	0,0057
0,39	1,4961	0,0160	1,80	3,1508	0,0050
0,42	1,5430	0,0155	1,90	3,2553	0,0045
0,45	1,5884	0,0150	2,00	3,3594	0,0041
0,48	1,6324	0,0146	2,10	3,4631	0,0037
0,51	1,6752	0,0142	2,20	3,5564	0,0033
0,54	1,7170	0,0138	2,30	3,6694	0,0030
0,57	1,7579	0,0135	2,40	3,7720	0,0026
0,60	1,7980	0,0133	2,50	3,8745	0,0025
0,63	1,8373	0,0130	2,60	3,9768	0,0023
0,66	1,8759	0,0128	2,70	4,0789	0,0021
0,69	1,9140	0,0126	2,80	4,1808	0,0019
0,72	1,9516	0,0125	2,90	4,2826	0,0018
0,75	1,9887	0,0123	3,00	4,3843	0,0016

TABLE A *de M. de Garidel.*

Z°	$\chi(z)$	Log. $\chi(z)$	$\psi(z)$	Log. $\psi(z)$	$\varphi(z)$	$\pi(z)$
0	2,00000	0,301030	4,00000	0,602060	$\bar{1}$,333333	Infini
2	1,99939	0,300898	4,00000	0,602060	$\bar{1}$,333438	3283,1380
4	1,99756	0,300501	4,00000	0,602060	$\bar{1}$,333743	821,0350
6	1,99452	0,299839	3,99998	0,602057	$\bar{1}$,334250	365,0900
8	1,99027	0,298912	3,99990	0,602050	$\bar{1}$,334961	205,5090
10	1,98481	0,297719	3,99978	0,602035	$\bar{1}$,335877	131,6460
12	1,97815	0,296257	3,99951	0,602006	$\bar{1}$,336995	91,5230
14	1,97030	0,294531	3,99912	0,601964	$\bar{1}$,338318	67,3303
16	1,96126	0,292536	3,99850	0,601897	$\bar{1}$,339845	51,6284
18	1,95106	0,290270	3,99761	0,601800	$\bar{1}$,341574	40,8634
20	1,93969	0,287733	3,99637	6,601665	$\bar{1}$,343511	33,1634
25	1,90631	0,280193	3,99123	0,601106	$\bar{1}$,349251	21,3465
30	1,86603	0,270918	3,98206	0,600107	$\bar{1}$,356288	14,9282
35	1,81915	0,259869	3,96730	0,598494	$\bar{1}$,364626	11,0590
40	1,76604	0,247001	3,94526	0,596076	$\bar{1}$,374287	8,5486
45	1,70711	0,232261	3,91420	0,592643	$\bar{1}$,385274	6,8284
50	1,64279	0,215582	3,87240	0,587980	$\bar{1}$,397617	5,5989
52	1,61566	0,208350	3,85228	0,585712	$\bar{1}$,402939	5,2037
54	1,58778	0,200792	3,83008	0,583208	$\bar{1}$,408477	4,8518
56	1,55919	0,192900	3,80569	0,580433	$\bar{1}$,414238	4,5371
58	1,52992	0,184668	3,77902	0,577380	$\bar{1}$,420225	4,2545
60	1,50000	0,176091	3,75000	0,574031	$\bar{1}$,426433	4,0000
62	1,46947	0,167161	3,71854	0,570372	$\bar{1}$,432873	3,7698
65	1,42262	0,153088	3,66663	0,564267	$\bar{1}$,442961	3,4639
68	1,37461	0,138179	3,60883	0,557366	$\bar{1}$,453565	3,1979
70	1,34202	0,128082	3,56706	0,552311	$\bar{1}$,460931	3,0396
75	1,25882	0,099964	3,45066	0,537902	$\bar{1}$,480377	2,6984

TABLE B. *Plein cintre à extrados parallèle.*

RAPPORT $K = \frac{R}{r}$	ANGLE de rupture.	RAPPORT C ou $\frac{\pi}{r^2}$		RAPPORT $\sqrt{2C}$ ou $\frac{E}{r}$	
		Rotation.	Glissement.	Équilibre strict.	Stabilité de Vauban.
2,732	0° 00′	0,00000	0,98923	»	»
2,70	13 42	0,00211	0,96262	»	»
2,60	27 30	0,00809	0,88151	»	»
2,50	35 52	0,02283	0,80346	»	»
2,40	42 06	0,04109	0,72847	»	»
2,30	46 47	0,06835	0,65654	»	»
2,20	51 04	0,08648	0,58767	»	»
2,10	54 27	0,10926	0,52186	»	»
2,00	57 17	0,13017	0,45912	0,9582	1,3223
1,90	59 37	0,14813	0,39943	0,8938	1,2320
1,80	61 24	0,16373	0,34281	0,8280	1,1414
1,70	62 53	0,17180	0,28924	0,7606	1,0484
1,60	63 49	0,17517	0,23874	0,6910	0,9525
1,55	64 03	0,17478	0,21464	0,6552	0,9031
1,50	64 09	0,17254	0,19130	0,6185	0,8527
1,45	64 05	0,16798	0,16872	0,5809	0,8007
1,44	64 03	0,16683	0,16430	0,5776	0,7962
1,40	63 48	0,16167	0,14691	0,5686	0,7838
1,35	63 19	0,15287	0,12587	0,5529	0,7622
1,30	62 33	0,14330	0,10559	0,5353	0,7379
1,25	61 15	0,12847	0,08608	0,5069	0,6987
1,20	59 41	0,11140	0,06733	0,4720	0,6504
1,15	57 01	0,09176	0,04935	0,4284	0,5905
1,10	53 15	0,06754	0,03213	0,3675	0,5066
1,05	46 32	0,3813	0,01568	»	»

TABLE D. *Plein cintre extradossé en chape à 45°.*

RAPPORT $K = \frac{R}{r}$	ANGLE de rupture.	RAPPORT C ou $\frac{\pi}{r^2}$		RAPPORT $\sqrt{2\,C}$ ou $\frac{E}{r}$	
		Rotation.	Glissement.	Équilibre strict.	Stabilité de Vauban.
2,00	60°	0,26424	0,74361	1,2212	1,7246
1,90	60	0,28416	0,65648	1,1458	1,6204
1,80	60	0,29907	0,57383	1,0759	1,5147
1,70	60	0,30867	0,49564	0,9956	1,4081
1,60	60	0,31245	0,42191	0,9186	1,2990
1,55	61	0,31222	0,38673	0,8795	1,2437
1,50	61	0,30996	0,35266	0,8398	1,1877
1,45	60	0,30587	0,31971	0,7996	1,1308
1,43	60	0,30408	0,30684	0,7834	1,1078
1,42	60	0,30296	0,30047	0,7784	1,1008
1,40	60	0,30001	0,28787	0,7746	1,0954

TABLE E. *Plein cintre à extrados de niveau.*

RAPPORT $K = \frac{R}{r}$	ANGLE de rupture.	RAPPORT C ou $\frac{\pi}{r^2}$		RAPPORT $\sqrt{2\,C}$ ou $\frac{E}{r}$	
		Rotation.	Glissement.	Équilibre strict.	Stabilité de Lahire.
2,00	36°	0,05486	0,50358	1,0036	1,3834
1,90	39	0,07101	0,43966	0,9377	1,2925
1,80	44	0,08850	0,37901	0,8706	1,2001
1,70	48	0,10631	0,32164	0,8020	1,1055
1,60	52	0,12300	0,26755	0,7315	1,0082
1,55	54	0,13027	0,24173	0,6953	0,9584
1,50	56	0,13648	0,21673	0,6583	0,9075
1,40	59	0,14421	0,16920	0,5817	0,8018
1,35	60	0,14504	0,14666	0,5416	0,7465
1,34	60	0,14491	0,14225	0,5383	0,7420
1,30	61	0,14332	0,12495	0,5354	0,7414

Table F. *Arc de cercle à extrados parallèle.*

K	RAPPORT C ou $\frac{\pi}{r^2}$						
	$L = 4f$ $r = \frac{5}{2}f$ $a = 53°7'30''$	$L = 5f$ $r = \frac{29}{8}f$ $a = 43°56'10''$	$L = 6f$ $r = 5f$ $a = 36°52'10''$	$L = 7f$ $r = \frac{55}{8}f$ $a = 31°55'26''$	$L = 8f$ $r = \frac{17}{2}f$ $a = 28°4'20''$	$L = 10f$ $r = 13f$ $a = 22°37'10''$	$L = 16f$ $r = 32{,}50f$ $a = 14°15'0''$
1,40	0,15445	0,14691	0,14691	0,14696	0,14691	0,14478	»
1,35	0,14717	0,13030	0,12587	0,12587	0,12587	0,12405	»
1,31	0,13975	0,12486	0,10959	0,10959	0,10959	0,10800	»
1,30	0,13764	0,12331	0,10682	0,10559	0,10559	0,10406	»
1,26	0,12815	0,11609	0,10160	0,08992	0,08992	0,08862	»
1,25	0,12547	0,11402	0,10009	0,08668	0,08608	0,08483	0,07180
1,21	0,11354	0,10460	0,09305	0,08148	0,07102	0,06999	0,05924
1,20	0,11023	0,10196	0,09102	0,07999	0,06981	0,06636	0,05616
1,17	0,09934	0,09303	0,08408	0,07468	0,06583	0,05212	0,04709
1,16	0,09537	0,08975	0,08144	0,07264	0,06420	0,05004	0,04411
1,09	0,06211	0,06077	0,05739	0,05345	0,04871	0,04023	0,02401

Table C.

K	RAPPORT $\frac{2r}{e}$	MOMENT DE STABILITÉ $F(K)\ r^3$ de la voûte sur ses naissances.	MOMENT $K\ Cr^3$ de la poussée horizontale.
1,50	4,000	0,680956 r^3	0,286250 r^3
1,40	5,000	0,474236 r^3	0,226478 r^3
1,30	6,666	0,305502 r^3	0,186290 r^3
1,20	10,000	0,172024 r^3	0,133608 r^3
1,15	13,333	0,117659 r^3	0,105528 r^3
1,12	16,666	0,088806 r^3	0,087763 r^3
1,114	17,544	0,083320 r^3	0,083434 r^3
1,11	18,181	0,079800 r^3	0,080571 r^3
1,10	20,000	0,071093 r^3	0,074262 r^3
1,08	25,000	0,054576 r^3	0,061006 r^3
1,05	40,000	0,031954 r^3	0,040034 r^3

TABLE. A'. *Plein cintre extradossé en arc de cercle.*

K ou $\frac{r+e}{r}$	ÉPAISSEUR e'' aux naissances.	POUSSÉE. Rotation. Cr^2	POUSSÉE. Glissement. $C'r^2$	RÉSISTANCE. Rotation.	RÉSISTANCE. Glissement.	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_r}{\pi_r}$	$\frac{R_g}{\pi_g}$	ANGLE de rupture. Rotation.	ANGLE de rupture. Glissement.
2,00	1,00 e	0,130 r^2	0,459 r^2	»	1,360 r^2	»	»	57°	22°
1,80	1,00 e	0,163	0,343 r^2	»	»	»	»	61	23
1,60	1,00 e	0,175	0,230 r^2	»	»	»	»	64	24
1,50	1,00 e	0,172	0,191 r^2	0,395 r^2	0,545 r^2	2,30	2,07	64	25
1,40	1,00 e	0,162	0,147 r^2	0,340 r^2	»	2,10	2,30	65	26
1,30	1,00 e	0,143	»	0,234 r^2	0,315 r^2	1,64	»	62	26
1,25	1,00 e	0,128	»	»	»	»	»	61	»
1,20	1,20 e	0,114	»	0,165 r^2	»	1,45	»	60	25
1,15	1,71 e	0,089	»	»	»	»	»	58	»
1,10	2,24 e	0,072	»	0,100 r^2	0,139 r^2	1,38	»	»	»
1,05	2,87 e	0,036	»	»	»	»	»	»	»

TABLE B'. *Plein cintre à extrados de niveau.*

K ou $\frac{r+e}{r}$	ÉPAISSEUR e'' aux naissances.	POUSSÉE. Rotation. Cr^2	POUSSÉE. Glissement. $C'r^2$	RÉSISTANCE. Rotation.	RÉSISTANCE. Glissement.	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_r}{\pi_r}$	$\frac{R_g}{\pi_g}$	ANGLE de rupture. Rotation.	ANGLE de rupture. Glissement.
2,00	1,00 e	0,055 r^2	0,504 r^2	1,680 r^2	1,860 r^2	»	3,33	36°	29°
1,80	1,00 e	0,088 r^2	0,379 r^2	»	»	»	»	44	»
1,60	1,00 e	0,123 r^2	0,268 r^2	»	»	»	»	52	30
1,50	1,00 e	0,136 r^2	0,217 r^2	»	»	»	»	56	»
1,40	1,00 e	0,144 r^2	0,169 r^2	0,437 r^2	0,678 r^2	3,03	2,58	59	30
1,30	1,00 e	0,143 r^2	0,125 r^2	»	»	»	»	»	»
1,25	1,00 e	0,139 r^2	0,104 r^2	0,265 r^2	»	1,92	2,54	62	31
1,20	1,20 e	0,126 r^2	»	0,241 r^2	0,412 r^2	1,91	»	»	»
1,15	1,71 e	0,114 r^2	»	»	»	»	»	»	»
1,10	2,24 e	0,097 r^2	»	0,181 r^2	»	1,86	»	»	»
1,05	2,87 e	0,077 r^2	»	»	»	»	»	»	»

TABLE C'. *Plein cintre extradossé en chape à 15°.*

K ou $\frac{r+e}{r}$	ÉPAISSEUR e'' aux naissances	POUSSÉE. Rotation. Cr^2	POUSSÉE. Glissement. $C'r^2$	RÉSISTANCE. Rotation.	RÉSISTANCE. Glissement.	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_r}{\pi_r}$	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_g}{\pi_g}$	ANGLE de rupture. Rotation.	ANGLE de rupture. Glissement
2,00	1,00 e	»	0,471 r^2	»	1,620 r^2	»	»	»	27°
1,80	1,00 e	»	0,356 r^2	»	»	»	»	»	»
1,60	1,00 e	»	0,253 r^2	»	0,880 r^2	»	«	»	27
1,50	1,00 e	»	0,201 r^2	»	»	»	»	»	»
1,40	1,00 e	0,150 r^2	0,155 r^2	0,379 r^2	0,566 r^2	2,51	2,44	»	»
1,30	1,00 e	0,138 r^2	»	»	»	»	»	»	»
1,25	1,00 e	0,129 r^2	»	0,222 r^2	»	1,72	»	»	27
1,20	1,20 e	0,120 r^2	»	0,196 r^2	0,320 r^2	1,63	»	»	»
1,15	1,71 e	0,104 r^2	»	»	»	»	»	»	»
1,10	2,24 e	0,085 r^2	»	0,139 r^2	»	1,62	»	»	»
1,05	2,87 e	0,059 r^2	»	»	»	»	»	»	»

TABLE D'. *Plein cintre extradossé en chape à 30°.*

K ou $\frac{r+e}{r}$	ÉPAISSEUR e'' aux naissances.	POUSSÉE. Rotation. Cr^2	POUSSÉE. Glissement. $C'r^2$	RÉSISTANCE. Rotation.	RÉSISTANCE. Glissement.	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_r}{\pi_r}$	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_g}{\pi_g}$	ANGLE de rupture. Rotation.	ANGLE de rupture. Glissement
2,00	1,00 e	»	0,545 r^2	»	1,550 r^2	»	»	»	25°
1,80	1,00 e	»	0,408 r^2	»	»	»	»	»	»
1,60	1,00 e	»	0,288 r^2	«	»	»	»	»	24
1,50	1,00 e	0,204 r^2	0,238 r^2	»	»	»	»	58	»
1,40	1,00 e	0,197 r^2	0,188 r^2	0,395 r^2	0,526 r^2	2,00	2,10	58	»
1,30	1,00 e	0,180 r^2	0,139 r^2	»	»	»	»	»	»
1,25	1,00 e	0,170 r^2	0,117 r^2	0,235 r^2	»	1,35	»	56	21
1,20	1,20 e	0,158 r^2	»	0,204 r^2	0,289 r^2	1,29	»	52	»
1,15	1,71 e	0,140 r^2	»	»	»	»	»	»	»
1,10	2,24 e	0,125 r^2	»	0,155 r^2	»	1,24	»	42	»
1,05	2,87 e	0,104 r^2	»	»	»	»	»	35	»

TABLE A''. *Arc de 100° extradossé en arc de cercle.*

K ou $\frac{r+e}{r}$	POUSSÉE. Rotation. Cr^2	POUSSÉE. Glissement. $C'r^2$	RÉSISTANCE. Rotation.	RÉSISTANCE. Glissement.	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_r}{\pi_r}$	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_g}{\pi_g}$	ANGLE de rupture. Rotation.	ANGLE de rupture. Glissement
1,40	0,1520 r^2	0,1462 r^2	»	0,2410 r^2	1,58	1,65	50°	26°
1,35	0,1426 r^2	0,1255 r^2	»	0,2060	»	»	»	»
1,30	0,1338 r^2	»	»	0,1730	»	»	»	26
1,25	0,1220 r^2	»	»	0,1420	»	»	»	»
1,22	0,1132 r^2	»	0,2350 r^2	0,1235	1,00	»	»	»
1,20	0,1085 r^2	»	»	0,1110	»	»	»	25
1,18	0,1018 r^2	»	»	0,0987	»	»	»	»
1,15	0,0901 r^2	»	»	0,0813	»	»	»	»
1,12	0,0770 r^2	»	»	0,0641	»	»	»	»
1,10	0,0675 r^2	»	0,0955 r^2	0,0537	0,79	»	»	»
1,05	0,0381 r^2	»	»	0,0254	»	»	»	»

TABLE B''. *Arc de 100° extradossé de niveau.*

K ou $\frac{r+e}{r}$	POUSSÉE. Rotation. Cr^2	POUSSÉE. Glissement. $C'r^2$	RÉSISTANCE. Rotation.	RÉSISTANCE. Glissement.	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_r}{\pi_r}$	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_g}{\pi_g}$	ANGLE de rupture. Rotation.	ANGLE de rupture. Glissement
1,40	0,1380 r^2	0,1700	»	0,3360 r^2	2,44	1,97	50°	30°
1,35	0,1384 r^2	0,1460	»	0,2950 r^2	»	»	»	31
1,30	0,1373 r^2	0,1250	»	0,2560 r^2	»	»	»	»
1,25	0,1315 r^2	»	»	0,2170 r^2	»	»	»	»
1,22	0,1265 r^2	»	»	0,1940 r^2	1,54	»	»	»
1,20	0,1232 r^2	»	»	0,1790 r^2	»	»	»	»
1,18	0,1190 r^2	»	»	0,1630 r^2	»	»	»	»
1,15	0,1119 r^2	»	»	0,1440 r^2	»	»	»	»
1,12	0,1030 r^2	»	»	0,1240 r^2	»	»	»	»
1,10	0,0958 r^2	»	0,1470 r^2	0,1112 r^2	1,16	»	»	»
1,05	0,0735 r^2	»	»	0,0796 r^2	»	»	»	»

TABLE C″. *Arc de 100° extradossé en chape à 15°.*

K ou $\frac{r+e}{r}$	POUSSÉE. Rotation. Cr^2	POUSSÉE. Glissement. $C'r^2$	RÉSISTANCE. Rotation.	RÉSISTANCE. Glissement.	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_r}{\pi_r}$	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_g}{\pi_g}$	ANGLE de rupture. Rotation.	ANGLE de rupture. Glissement
1,40	0,1450 r^2	0,1510 r^2	»	0,2780 r^2	1,92	1,84	50°	27°
1,35	0,1395 r	0,1310 r^2	»	0,2420 r^2	»	»	»	»
1,30	0,1330 r^2	0,1105 r^2	»	0,2060 r^2	»	»	»	»
1,25	0,1246 r^2	»	»	0,1710 r^2	»	»	»	»
1,22	0,1172 r^2	»	»	0,1505 r^2	1,28	»	»	»
1,20	0,1125 r^2	»	»	0,1380 r^2	»	»	»	»
1,18	0,1070 r^2	»	»	0,1250 r^2	»	»	»	»
1,15	0,0985 r^2	»	»	0,1060 r^2	»	»	»	»
1,12	0,0860 r^2	»	»	0,0877 r^2	»	»	»	»
1,10	0,0767 r^2	»	0,1140 r^2	0,0751 r^2	0,98	»	»	»
1,05	0,0520 r^2	»	»	0,0473 r^2	»	»	»	»

TABLE A‴, *Anse de panier, aux* $\frac{5}{12}$, *extradossée en anse de panier.*

K ou $\frac{r+e}{r}$	ÉPAISSEUR e'' aux naissances.	POUSSÉE. Rotation. Cr^2	POUSSÉE. Glissement. $C'r^2$	RÉSISTANCE. Rotation.	RÉSISTANCE. Glissement.	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_r}{\pi_r}$	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_g}{\pi_g}$	ANGLE de rupture. Rotation.	ANGLE de rupture. Glissement
1,40	1,00 e	0,181 r^2	0,168 r^2	0,368 r^2	0,404 r^2	»	»	60°	26°
1,35	1,00 e	0,172 r^2	0,150 r^2	0,321 r^2	»	»	»	59	»
1,30	1,00 e	0,160 r^2	0,127 r^2	0,261 r^2	»	1,63	»	57	26
1,25	1,00 e	0,146 r^2	»	0,198 r^2	»	1,36	»	56	»
1,22	1,10 e	0,136 r^2	»	0,186 r^2	»	1,37	»	55	»
1,20	1,20 e	0,127 r^2	»	0,178 r^2	0,201 r^2	1,40	»	»	»
1,18	1,30 e	0,118 r^2	»	0,164 r^2	»	1,38	»	»	»
1,15	1,60 e	0,106 r^2	»	»	»	»	»	»	»
1,12	2,00 e	0,095 r^2	»	0,135 r^2	0,158 r^2	1,43	»	»	»
1,10	2,40 e	0,084 r^2	»	0,121 r^2	»	1,46	»	»	»
1,05	3,60 e	0,052 r^2	»	»	»	»	»	»	»

TABLE B'''. *Anse de panier, aux* $\frac{5}{12}$, *extradossée de niveau.*

K ou $\frac{r+e}{r}$	ÉPAISSEUR e'' aux naissances.	POUSSÉE. Rotation. Cr^2	POUSSÉE. Glissement. $C'r^2$	RÉSISTANCE. Rotation.	RÉSISTANCE. Glissement.	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_r}{\pi_r}$	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_g}{\pi_g}$	ANGLE de rupture. Rotation.	ANGLE de rupture. Glissement.
1,40	1,00 e	0,166 r^2	0,198 r^2	0,466 r^2	0,608 r^2	»	2,35	53	»
1,35	1,00 e	0,163 r^2	0,173 r^2	0,403 r^2	»	»	»	»	31
1,30	1,00 e	0,159 r^2	0,152 r^2	0,340 r^2	»	2,16	»	»	»
1,25	1,00 e	0,155 r^2	»	0,277 r^2	»	»	»	54	»
1,22	1,10 e	0,151 r^2	»	0,254 r^2	»	»	»	»	»
1,20	1,20 e	0,146 r^2	»	0,242 r^2	0,355 r^2	1,67	»	»	»
1,18	1,30 e	0,140 r^2	»	0,231 r^2	»	»	»	»	»
1,15	1,60 e	0,130 r^2	»	»	»	»	»	»	»
1,12	2,00 e	0,117 r^2	»	0,203 r^2	0,300 r^2	1,73	»	»	»
1,10	2,40 e	0,108 r^2	»	0,193 r^2	»	»	»	»	»
1,05	3,60 e	0,081 r^2	»	»	»	»	»	»	»

TABLE C'''. *Anse de panier, aux* $\frac{5}{12}$ *extradossée en chape à 15°.*

K ou $\frac{r+e}{r}$	ÉPAISSEUR e'' aux naissances.	POUSSÉE. Rotation. Cr^2	POUSSÉE. Glissement. $C'r^2$	RÉSISTANCE. Rotation.	RÉSISTANCE. Glissement.	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_r}{\pi_r}$	COEFFICIENT de stabilité σ' sur les naissances. $\frac{R_g}{\pi_g}$	ANGLE de rupture. Rotation.	ANGLE de rupture. Glissement.
1,40	1,00 e	0,177 r^2	0,175 r^2	0,403 r^2	0,499 r^2	»	»	51	»
1,35	1,00 e	0,174 r^2	0,158 r^2	0,340 r^2	»	»	»	»	27
1,30	1,00 e	0,168 r^2	0,135 r^2	0,296 r^2	»	1,73	»	»	»
1,25	1,00 e	0,156 r^2	»	0,238 r^2	»	»	»	»	»
1,22	1,10 e	0,146 r^2	»	0,216 r^2	»	»	»	»	»
1,20	1,20 e	0,138 r^2	»	0,204 r^2	0,276 r^2	1,48	»	»	»
1,18	1,30 e	0,129 r^2	»	0,192 r^2	»	»	»	»	»
1,15	1,60 e	0,117 r^2	»	»	»	»	»	»	»
1,12	2,00 e	0,106 r^2	»	0,162 r^2	0,222 r^2	1,53	»	48	»
1,10	2,40 e	0,095 r^2	»	0,149 r^2	»	»	»	46	»
1,05	3,60 e	0,069 r^2	»	»	»	»	»	41	»

TABLE DES MATIÈRES.

Pag.

CHAPITRE PREMIER.

BATARDEAUX PROVISOIRES.

Définitions 5
Batardeaux d'enceinte 6
Batardeaux de fond 8

CHAPITRE DEUXIÈME.

DIGUES.

Considérations générales 17
Calcul et discussion du profil 19

CHAPITRE TROISIÈME.

BATARDEAUX PERMANENTS.

Calcul et discussion du profil 30
Batardeaux militaires 37
Applications militaires 38
Batardeau à vannes de Diest. . . . *ib.*
Batardeau à vannes de la citadelle Nord d'Anvers. 42

CHAPITRE QUATRIÈME.

DIGUES SUBMERSIBLES ET BARRAGES.

Considérations générales 48
Digues submersibles 49
Digues insubmersibles 50
Digues en terre 51
Digues en fascinages . . . . . *ib.*
Digues en enrochements 52
Digues mixtes 53
Digues en terre de schorre . . . . *ib.*

CHAPITRE CINQUIÈME.

DÉVERSOIRS CONTINUS.

Discussion du tracé 57
Discussion du profil 60
Déversoirs en fascinages . . . . . *ib.*
Déversoirs à parois verticales . . . 62
Déversoirs en longs glacis 63
Glacis en gradins 65

Pag.

Conclusions 65
Dépense d'eau par un déversoir . . . 66
Déversoirs ordinaires . . . . . *ib.*
Déversoirs incomplets. 85
Déversoirs obliques ou en chevrons . 88
Formules pratiques 89
Application militaire 90
Déversoir de Diest . . . . . *ib.*

CHAPITRE SIXIÈME.

DÉVERSOIRS A PERTUIS.

Discussion raisonnée 92
Barrages à poutrelles. 98
Barrages à aiguilles 100
Barrages militaires 106
Vannes automobiles 110
Applications. 118
Barrages de l'Escaut . . . . . *ib.*
Barrage du front 2-3 de la nouvelle enceinte d'Anvers 126

CHAPITRE SEPTIÈME.

BARRAGES A FERMETTES OU A HAUSSES MOBILES.

Considérations générales 128
Barrages à aiguilles et fermettes mobiles. 129
Barrages à hausses mobiles. 135
Description générale . . . . . *ib.*
Description détaillée 137
Manœuvre des hausses 159

CHAPITRE HUITIÈME.

CANAUX ET ÉCLUSES.

Canaux 162
Écluses 170

CHAPITRE NEUVIÈME.

AQUEDUCS ET SIPHONS.

Aqueducs 180
En maçonnerie . . . . . *ib.*
En bois ou en fonte. 182

Pag.

Siphons 183
En maçonnerie . . . . . *ib.*
En bois ou en fonte. 184
Applications. 187
Siphons en maçonnerie du front 2-3 de la nouvelle enceinte d'Anvers. . *ib.*
Siphon n° 4, en charpente, sous le canal de dérivation de la Lys. . . 188

CHAPITRE DIXIÈME.

PONTS EN MAÇONNERIE.

Considérations générales 192
Débouché . . . . . *ib.*
Ponceaux 192
Ponts 197
Calcul et discussion des remous . . 198
Dimensions des arches 215
Théories des voûtes . . . . . *ib.*
Épaisseur à la clef 251
Méthodes graphiques 257
Piles et culées 262
Calcul de l'épaisseur . . . . . *ib.*
Formules pratiques 268
Forme des piles et culées. 269
Détails de construction et d'architecture. 270
Tables. 277

This book should be returned to the Library on or before the last date stamped below.

A fine of five cents a day is incurred by retaining it beyond the specified time.

Please return promptly.

3 2044 079 964 003